

## INTRODUCTION

Ce projet de fin d'études constitue une étude de la nouvelle gare routière de Rabat dont l'objectif est de chercher parmi plusieurs solutions celle qui répond le mieux aux exigences du maître d'ouvrage. Pour satisfaire toutes les contraintes techniques et financières, on commence par une présentation et analyse du projet dans une première partie.

La deuxième partie consiste à concevoir les variantes de toiture à étudier. En se basant sur le résultat d'une évaluation comparative effectuée sur plusieurs structures ; partout dans le monde ; de caractéristiques similaires à notre cas, on déduit les avantages et les inconvénients de chaque variante et on justifie par la suite la pertinence d'un choix par rapport à un autre.

Ensuite, on propose d'effectuer l'inventaire des charges appliquées sur la structure. Ces charges se divisent essentiellement en charges permanentes, charges d'exploitation, et charges dues au vent qui seront calculées suivant deux règlements à savoir le NV65 et l'EUROCODE 1.

Ceci fait, on aborde l'étude détaillée des différentes variantes proposées, en charpente métallique selon CM66 et l'eurocode 3 et en charpente bois selon CB71 et l'eurocode 5, puis on effectuera une comparaison entre ces différentes variantes via une analyse multicritères qui tient compte de tous les critères imposés par le maître d'ouvrage.

La troisième partie sera consacrée à l'étude du bâtiment couvert ; RDC et MEZZANINE ; en mixte acier/béton selon l'eurocode 4 qui sera justifiée par une comparaison avec la variante métallique. Et la dernière partie sera réservée à la vérification dynamique de l'ouvrage selon le RPS 2011.

## Partie 1 : *Présentation et analyse technique du projet.*

## I. Cadre du projet :

### 1) Présentation du BET NOVEC

Depuis 1958, Novec n'a pas cessé de développer ses activités en s'affichant aujourd'hui en tant qu'acteur de référence dans le domaine de l'ingénierie.



Fort de plus de 500 collaborateurs, Novec intervient dans des domaines variés, tels que les grandes infrastructures, les aménagements hydro-agricoles et le développement rural, l'eau potable et l'assainissement, l'énergie, l'environnement, le bâtiment, etc.

Novec s'érige en pôle d'excellence œuvrant au service du développement territorial au Maroc et constitue une plateforme innovante pour accompagner efficacement les grands chantiers du pays.

Grâce à son expérience reconnue et son expertise avérée, Novec apporte une solution d'ingénierie pertinente, en parfaite adéquation avec les besoins et les attentes des clients, et porteuse de solutions durables face aux grands défis du pays : « Imaginer et offrir des solutions durables pour tout type de projet, c'est ce qui nous guide. »

### 2) Présentation du projet :

La nouvelle gare routière de la ville de Rabat, s'érige en un projet urbain qui enclenchera une dynamique au large rayonnement local et national. Ce projet, dont la fonction urbaine stratégique vient en raison de la saturation de la gare existante, se situe au cœur de l'armature infrastructurelle locale et territoriale.

Le positionnement de cette infrastructure ambitionne la création d'une inter-modalité avec la gare ferroviaire de HAY RIAD projetée à proximité. Ainsi, ce pôle urbain, de part sa situation, s'inscrit de même dans la gestion des flux divers caractérisant le site : la liaison autoroutière Rabat Casa, la liaison des pôles urbains Rabat Temara, et la liaison de raccordement de l'ensemble Hay Riad au flux routiers évoqués ci haut.

C'est un projet facilement accessible et repérable, et se trouve soutenu par un support de la mobilité qui assure une fluidité des déplacements et une bonne desserte.

Cette gare est d'une expression architecturale approprié à ce type d'édifice. En effet, elle se déploie sous la forme de deux coques sphériques, de rayons distincts, disposés sur une charpente métallique, et d'une surface construite au sol de 12000m<sup>2</sup>.

Ainsi, il s'agit d'un bâtiment dont la forme se trouve dans la continuité du paysage collinaire de l'environnement immédiat.



Figure I-1 : Projet de construction de la nouvelle gare routière de Hay Riad



Figure I-2 : Plan d'ensemble

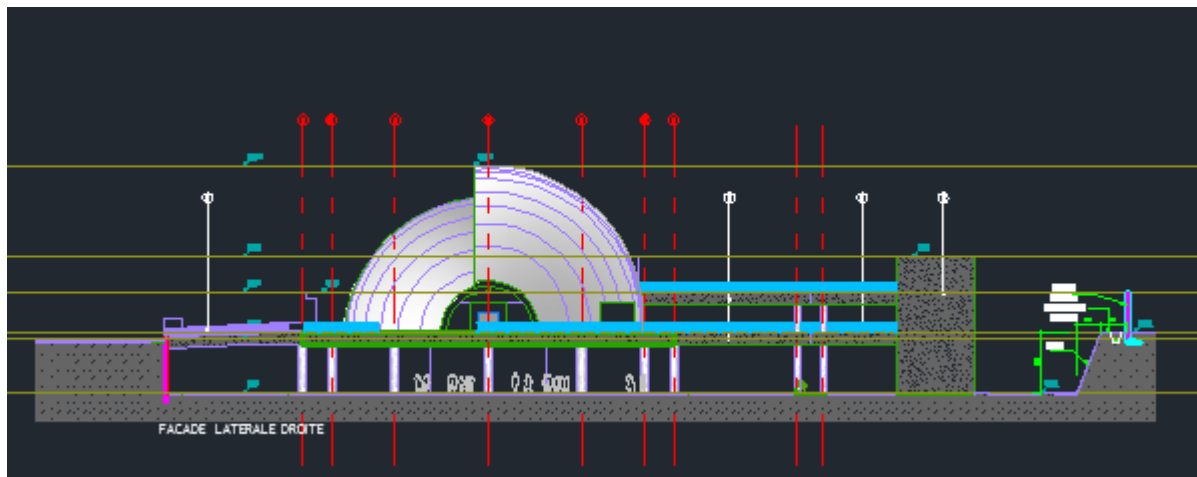
Niveaux	superficie en m <sup>2</sup>
sous-sol	9325
entre sol	1153
RDC	11859
Etage	1017
surface couverte	23354
surface de l'assiette foncière	61967

Tableau I-1 : Superficies du projet





*Figure I-3 : Perspective générale du projet*



*Figure I-4 : façade latérale droite*

### 3) Les intervenants principaux :

- Maître d'ouvrage : Rabat Région Aménagement
- Architecte : Mohammed Fikri Benabdallah
- BET-Ingénierie : NOVEC-Groupe CDG
- Bureau de contrôle : Qualiconsult
- Bureau de sécurité incendie : Casavigilance
- Entreprise de construction : SGTM
- Laboratoire : LABOSOL

#### 4) les différentes parties du projet :

Le projet consiste en la réalisation de la nouvelle gare routière de HAY RIAD comprenant :

- ❖ Sous-sol (niveau -6 m)
- ❖ Entre sols (niveau -3 m)
- ❖ RDC (niveau 0)
- ❖ Etage (niveau 4m)
- ❖ Toiture

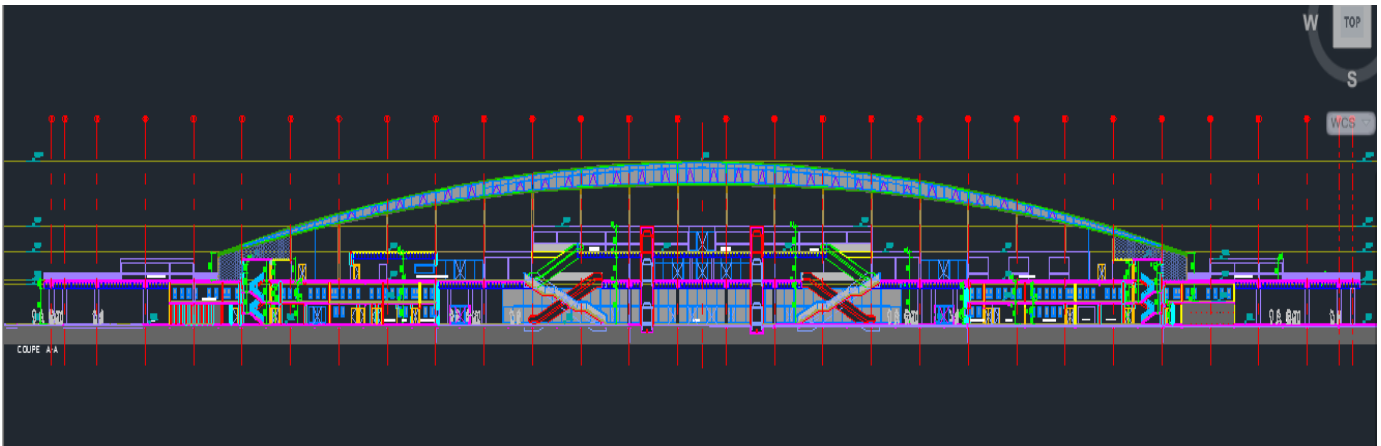


Figure I-5 : coupe longitudinale du projet

#### 5) Les parties à étudier dans le cadre du PFE :

Notre projet de fin d'études porte essentiellement sur l'étude de :

- la toiture de la gare s'étalant sur une superficie de **6234.0889 m<sup>2</sup>**. La couverture aura une **longueur de 184 m**, une **largeur variable de 31 à 7.3 m** et une hauteur variant de **16.6 à 4.8 m**. Elle aura une forme courbée en arcs comme indiqué sur la figure I-6 ci-dessous.

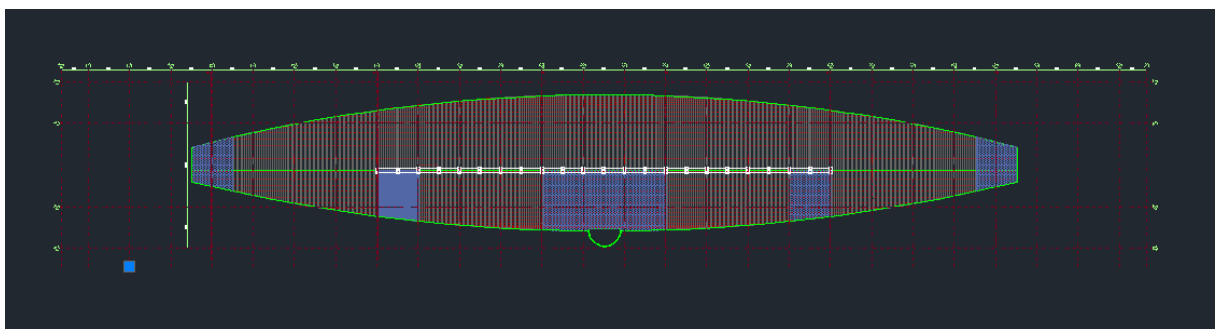


Figure I-6 : Forme de la toiture – vue de dessus.

- Le but de cette toiture est de permettre un usage confortable du local à l'abri des actions climatiques.
- Le choix de telle géométrie a été fixé par l'architecte pour des raisons esthétiques.

- Le RDC et l'étage (mezzanine) : représentant les locaux de commerce à l'intérieur de la gare.

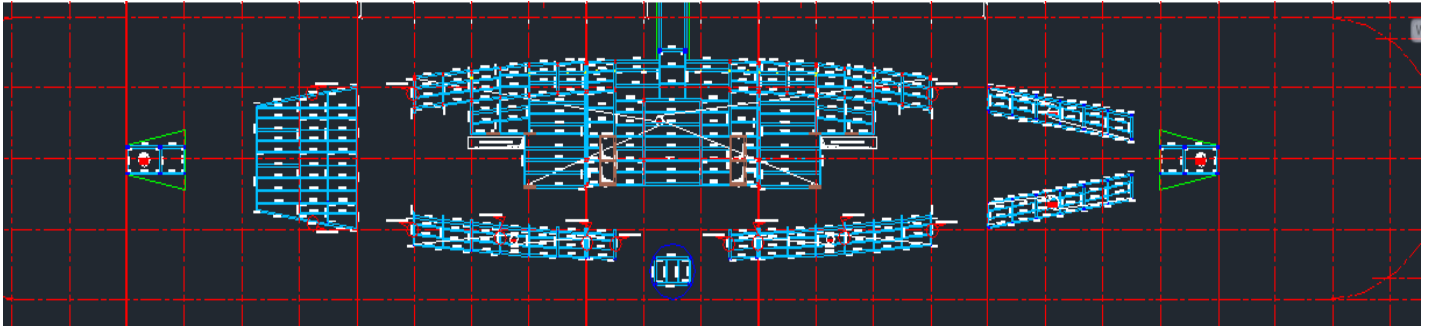


Figure I-7 : Plancher haut du RDC– vue de dessus.

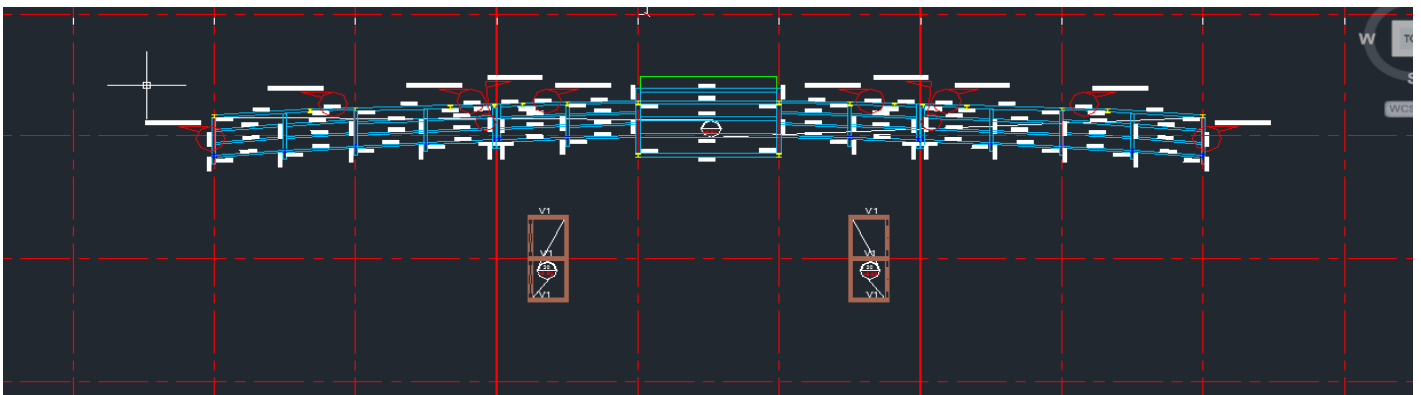


Figure I-8 : Plancher haut de l'étage – vue de dessus.

## II. Objectifs et consistance de l'étude :

Le présent rapport fera l'objet de l'étude détaillée de la structure en se basant sur les deux points suivants :

→ La conception :

Une bonne conception est le résultat d'une étude complète et détaillée de toutes les variantes possibles tout en analysant les avantages et les inconvénients de chacune afin de justifier la pertinence d'un choix par rapport à un autre,

→ Le dimensionnement :

En se référant aux textes normatifs et formules de base, on calcule les éléments de notre structure, commençant par la détermination de l'ensemble des actions agissantes sur la structure : les charges permanentes G, charges d'exploitation Q, charges climatiques (vent V) et accidentelles (séisme).

Ensuite, on justifie le choix du type de matériau aussi bien que la section de l'élément retenue, tout en

effectuant des vérifications des éléments vis-à-vis des différents phénomènes d'instabilité (flambement, déversement et voilement), cette phase d'étude consiste, en fait, à s'assurer que sous les combinaisons d'actions définies règlementairement, la stabilité globale (de toute la structure) et locale (chaque élément à part) sont maintenues. En dernier lieu nous allons traiter les techniques d'assemblages des différents éléments de la structure.

**Objectif principal** : pour récapituler, on est chargée de proposer une conception qui répond au mieux aux exigences architecturales et structurales pour que la structure puisse remplir sa mission.

- ♣ notre conception doit :
  - être économique
  - être réalisable
  - assurer la stabilité d'ensemble de la structure
- ♣ Le dimensionnement doit être :
  - économique
  - capable de résister aux efforts et moments maximaux
  - capable de se déplacer dans les tolérances admissibles

### III. Données géotechniques :

L'étude géotechnique a été établie par le laboratoire LABOSOL et a fait l'objet du rapport géotechnique N/REF : LS/ETU/93/2017. L'analyse de ce rapport géotechnique a fait ressortir les points suivants :

→ La lithologie du site :

En surface, on rencontre une couche d'argile limoneuse rougeâtre d'épaisseur variable entre 0.25m et 2.00m/TN, surmontant un substratum rocheux de formation de grès à consistance dur légèrement poreux et généralement lumachilique de couleur claire jaunâtre à beigeâtre.

→ Type de fondation :

Au regard des résultats obtenus, une solution de semelles isolées bien rigidifiées entre elles par des longrines et semelle filante pour voiles et mur de soutènement, est envisagée.

→ Contrainte de service et estimation du tassement :

- La contrainte de service est de : 5.16 à 5.26 bars.
- Le tassement obtenu est de 0.097 à 0.15cm.

→ Préconisations parasismiques : (RPS 2000 version révisée 2011)

- Classe de bâtiment : II
- Coefficient de priorité parasismique : 1.2
- Niveau de ductilité (ND) : ND1
- Facteur de comportement K : 2 pour portique et 1.4 pour voile

- Coefficient d'amortissement en % : 5
- Zone d'accélération  $Z_a$ :2
- Coefficient d'accélération ( $A/g$ ) :0.1
- Zone de vitesse  $Z_v$ :2
- Coefficient de vitesse en cm/s : 10
- Type du site : S1

#### **IV. Exigences et finalités du projet :**

Afin de remplir parfaitement la fonction à laquelle il est destiné, notre projet doit répondre à une multitude d'exigences et de finalités que l'on se doit d'énumérer comme suit :

##### **1) Stabilité :**

La stabilité doit être assurée vis-à-vis de toutes les actions appliquées et l'ouvrage doit être statiquement admissible sans rupture d'appuis.

##### **2) Résistance et rigidité :**

L'ouvrage doit pouvoir supporter les sollicitations extrêmes qui lui sont appliquées sans permettre de dépassement des contraintes limites dans tous ses éléments constitutifs qui pourraient mener à une ruine certaine. Cette dernière est atteinte non seulement lorsqu'il y a effondrement et renversement de l'ouvrage mais également lorsque le déplacement ou déformation irréversible d'un élément est suffisamment importante pour compromettre la poursuite de l'exploitation de l'ouvrage.

##### **3) Coût :**

L'exécution de l'ouvrage ne doit pas dépasser le budget alloué par le maître d'ouvrage. De plus, l'ouvrage doit être réalisé dans les règles de l'art et ce à travers un choix judicieux de matériaux, de techniques de mise en œuvre, etc.

##### **4) Délai d'exécution :**

Le délai d'exécution de l'ouvrage joue un rôle primordial dans la mesure où il doit être impérativement respecté.

L'exécution d'un marché de travaux comprend :

- La phase de préparation du chantier.
- La phase d'exécution proprement dite.

Pour ce qui est de notre étude, elle se penchera uniquement sur la phase d'exécution.

##### **5) Etanchéité :**

La toiture de l'ouvrage doit être particulièrement étanche afin d'éviter l'infiltration des eaux pluviales et permettre une exploitation sans gêne du local.

##### **6) Entretien et durée de vie :**

La structure doit avoir une certaine durabilité et permettre un rendement mécanique considérable. Il est vrai qu'avec le temps les matériaux constitutifs peuvent s'user et avoir par

conséquent besoin d'entretien. Ainsi, les différentes parties de l'ouvrage doivent être faciles d'atteinte pour minimiser le coût d'entretien.

La durée de vie, quant à elle est fonction d'un bon nombre de facteurs notamment :

- Matériaux constitutifs
- Conditions climatiques et environnementales
- Budget alloué à l'entretien

#### 7) Esthétique :

L'ouvrage doit être compatible avec son environnement. Les choix esthétiques permettront de lui conférer l'image exigée par l'architecte qui retranscrit le choix du maître d'ouvrage.

#### 8) Isolation thermique :

Le confort thermique est certainement un des soucis du concepteur, surtout avec l'augmentation des coûts de l'énergie, cette isolation thermique doit s'entendre aussi bien vis-à-vis du froid que vis-à-vis de la chaleur

#### 9) Résistance au feu :

L'ouvrage doit être à même de conserver sa stabilité même dans des conditions d'incendie. En effet, cette mesure de protection doit être prise en considération lors de la conception en disposant des moyens de détection et d'extinction du feu.

### V. Choix des matériaux :

#### 1) Matériau de la couverture.

##### 1.1. Type de matériaux :

Pour la réalisation de la couverture, on distingue plusieurs matériaux dont :

- L'aluminium,
  - L'acier,
  - Le bois
- ⇒ Le choix d'un matériau ou un autre dépendra essentiellement des finalités de la couverture.

##### 1.2. Les finalités de la couverture :

Le rôle de la couverture est d'abriter et de protéger la surface de la gare et les gens qui y circulent. Ainsi, afin de choisir le matériau adéquat, la couverture doit satisfaire les critères suivants :

- ☒ Économie : Prix et disponibilité dans le marché local.
- ☒ Étanchéité : Notre couverture doit être étanche, en utilisant une pente adéquate suivant la géométrie de la toiture et des joints d'étanchéité.
- ☒ Pas d'entretien : La couverture doit nécessiter un minimum d'entretien dans des durées éloignées.
- ☒ Résistance : La couverture doit présenter un minimum de résistance à la flexion due à son poids propre, ainsi doit résister à la corrosion et au feu.



- ☑ Facilité d'exécution.
- ☑ Isolation thermique.
- ☑ Légèreté
- ☑ Esthétique

### 1.3. Choix du type de matériau

Afin de satisfaire ses finalités, on est amené à étudier les avantages et les inconvénients que présente chaque type :

#### 1.3.1. Aluminium :

Malgré sa légèreté, son peu d'influence à la corrosion et sa disponibilité, l'aluminium reste la solution la plus chère. L'utilisation de ce dernier est à écarter.

#### 1.3.2. Acier :

L'acier destiné à la couverture se trouve dans le marché sous forme de tôles ondulées en acier galvanisé ou sous forme de bacs autoportants ou bien en Panneaux sandwichs

##### ❖ Tôles ondulées en acier galvanisé ou pré-peint :

Les tôles ondulées sont obtenues par profilage à froid des tôles planes. Ceci permet d'obtenir des ondes ou des nervures, de pas, de hauteur et de formes variables. Ainsi le produit final acquiert une raideur qui lui permet d'être autoportant, ce que ne permet pas la tôle plane.

Ce sont des tôles de portée maximale de 3 m (écartement des pannes de 3m).



**Figure I-9 : Tôles ondulées en acier**

#### Avantages :

- ✔ Livrées en grandes longueurs.
- ✔ Légèreté : un poids spécifique de  $8 \text{ kg/m}^2$ ,
- ✔ Facilité d'exécution,
- ✔ Esthétique,
- ✔ Résistance à la corrosion,
- ✔ Elle ne nécessite pas d'entretien,

#### Inconvénients :

- ❌ Sensibilité au feu.
- ❌ Pas économiques, car ces tôles sont importées.
- ❌ Nécessité d'une pente élevée (30 % sans joints et 9 % avec joints).
- ❌ Mauvaise isolation thermique.

#### ❖ Bacs autoportants en acier galvanisé ou pré-peint :

Ce sont des tôles en acier ; de portée maximale de 3 m ; qui peuvent être lisses ou perforées revêtues d'une laque cuite au four.

#### Avantages :

- ✔ Légèreté : un poids spécifique de  $8 \text{ kg/m}^2$ ,
- ✔ Plus esthétique comparées aux tôles ondulées,
- ✔ Facile à exécuter,
- ✔ Permet une faible pente 5 % à 8% sans joint,
- ✔ Résistante à la corrosion,
- ✔ Permet de grandes longueurs.



Figure I-10 : Bacs autoportants

#### Inconvénients :

- ❌ Coût élevé.
- ❌ Faible résistance au feu.
- ❌ Mauvaise isolation thermique.

#### ❖ Panneaux sandwichs :

Un panneau sandwich isolant de toiture est composé de plusieurs matériaux assemblés industriellement pour former un élément de toiture fini et prêt à être posé sur des éléments de charpente. En outre, ces panneaux comportent un parement intérieur et extérieur, un isolant inséré entre ces deux parements qui peut être en laine de roche, mousse de polyuréthane etc... , et des profils latéraux pour parfaire la finition.

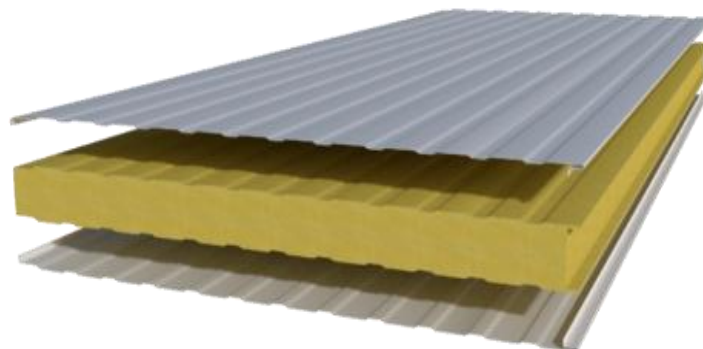


Figure I-11 : Panneaux sandwich

**Avantages :**

- ✓ Panneaux de **toiture isolants** se fixent directement sur les pannes de la charpente
- ✓ Un complément d'isolation sous toiture
- ✓ S'adaptent à tout type de construction
- ✓ Différentes finitions
- ✓ Mise en œuvre rapide et facile
- ✓ Esthétique architecturale
- ✓ résistance au feu

**Inconvénients :**

- ✗ Coût élevé.

**1.3.3. Le bois**

La couverture en bois présente plusieurs avantages qu'on peut récapituler en :



**Figure I-12 : couverture en Bois**

- ✓ Esthétique : elle est souvent très appréciée pour son cachet particulier, et son aspect traditionnel. Chaque essence possède ses senteurs et ses couleurs particulières.
- ✓ Isolation : la couverture de toit en bois est particulièrement isolante. En été, elle évite les trop grandes pénétrations de chaleur. En hiver, elle protège du froid. La couverture en bois est donc une valeur ajoutée pour l'isolation de la structure.
- ✓ Résistance au vent et aux chocs (grêle, débris divers portés par le vent...).
- ✓ Solidité suffisante pour supporter le poids d'une ou plusieurs personnes en cas de besoin de travaux sur la toiture.
- ✓ Imperméabilité.

Ainsi, le bois employé pour la couverture est essentiellement en bardeaux de bois.

Il s'agit d'une planchette en bois fabriquée artisanalement par sciage. L'essence de bois doit être durable en extérieur, les plus utilisés sont le mélèze, le châtaignier, le chêne, le cèdre. Les bardeaux se caractérisent par une épaisseur de 15 à 22 mm, d'une largeur de 100 à 250 mm et d'une longueur de 400 à 800mm.

Les avantages des bardeaux sont les suivants :

- ✔ Sa longévité exceptionnelle, supérieure à 50 ans.
- ✔ Son poids (20 à 25 kg / m<sup>2</sup>) autorise des charpentes plus légères.
- ✔ Sa pose au pureau d'un tiers (triple épaisseur) assure une étanchéité optimale.
- ✔ Sa résistance aux vents et aux intempéries (chaque bardeau est fixé/cloué en deux endroits).
- ✔ Ses propriétés isolantes : le bardeau est un excellent régulateur thermique (le bois est un isolant naturel).
- ✔ Aucun traitement chimique n'est demandé (respect d'environnement).
- ✔ Nécessité d'une énergie de fabrication relativement faible en comparaison avec le béton armé (4 fois moins important), au l'acier (60 fois moins important)

Ces différents atouts font du bardeau une alternative aux autres modes de couverture, cependant il présente les inconvénients suivants :

- ✘ Existence de peu de fabricants et de poseurs au Maroc.
- ✘ Nécessite un niveau élevé de maintenance et d'entretien.
- ✘ Sensible aux moisissures, champignons, insectes et rongeurs qui peuvent être un problème conduisant à des réparations coûteuses.
- ✘ Sensibilité à l'eau et au milieu humide.
- ✘ De nombreux matériaux de toiture en bois sont non notés par les codes de sécurité incendiaire

#### 1.3.4. Solution retenue :

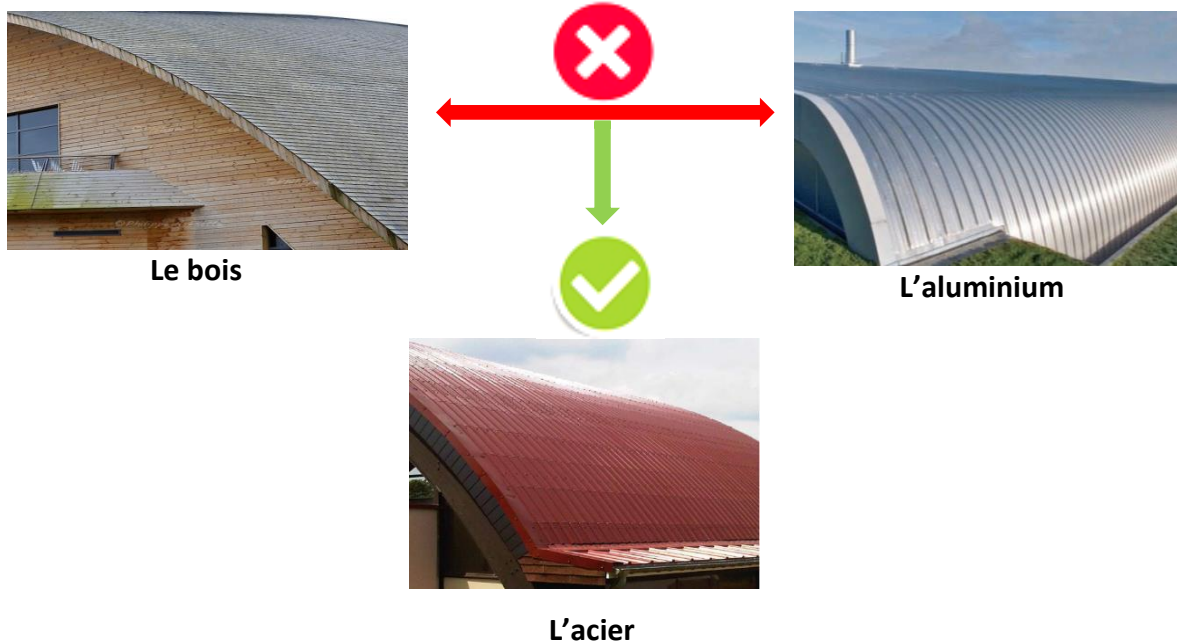


Figure I-13 : synthèse sur la solution retenue

Afin de respecter la géométrie de l'ouvrage, on choisit une couverture sèche en acier galvanisé de type BATIGALB® 36T et 45T qui sont des profils nervurés cintrés par croquages successifs au rayon minimum de 300 mm pour profil 36T et 600 mm pour profil 45T. D'épaisseur nominale 0,75 mm et de Masse 7,18 kg/m<sup>2</sup>.

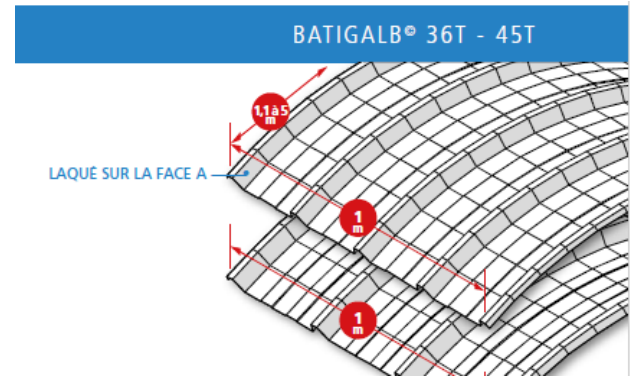


Figure I-14 : couverture sèche en acier galvanisé de type BATIGALB® 36T - 45T

## 2. Matériaux de la toiture :

### 2.1. Choix des matériaux :

Pour la réalisation de la toiture, on peut choisir un matériau parmi ces quatre types : le bois, le béton, l'aluminium et l'acier.

#### 2.1.1. Bois :

Contrairement aux idées reçues, le bois est un matériau qui brûle mal lorsqu'il est bien mis en œuvre et qui se consume lentement assurant ainsi une bonne résistance au feu.

Paradoxalement, le bois est combustible mais, il résiste au feu car sa mauvaise conductibilité thermique et sa teneur en eau lui assurent une combustion très lente. La couche carbonée qui se crée en surface ralentit la progression du feu et le caractère isolant de celle-ci permet aux parties internes de conserver une température normale et l'intégralité de leur résistance mécanique. La perte de capacité portante d'une structure en bois est ainsi moins rapide que celle d'une structure en béton armé ou bien évidemment en acier.

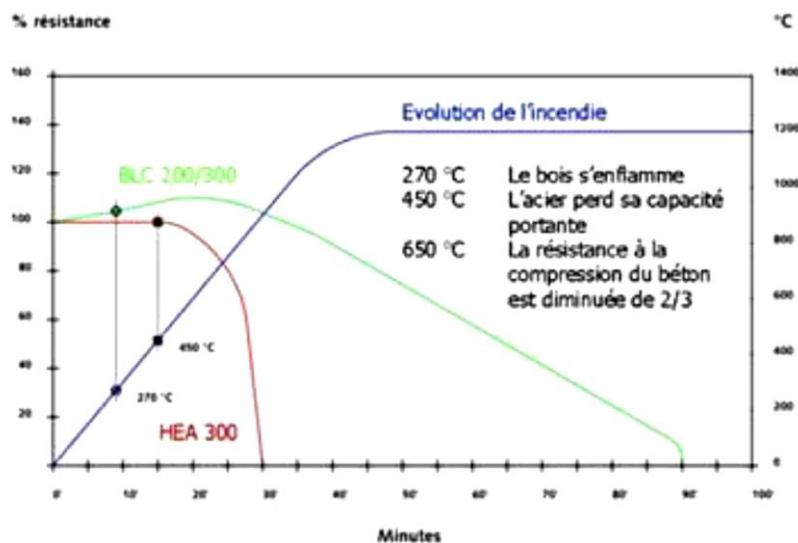
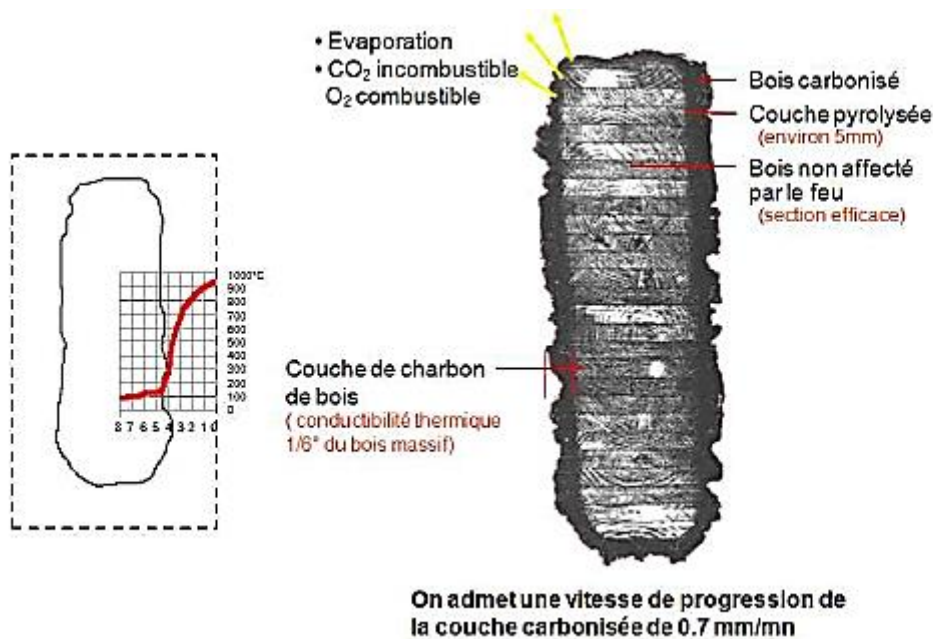


Figure I-15 : Comportement du bois et de l'acier face au feu.

Ce comportement permet de faire une comparaison avec l'acier, qui perd ses capacités porteuses à 450° C, ou le béton, dont la résistance à la compression est réduite de deux tiers à 650° C. La diminution de la capacité porteuse d'une structure en bois est linéaire, en fonction de la diminution de la section restante. Ce comportement est schématisé dans le graphique ci-dessus (Figure I-15).

La courbe bleue décrit l'évolution de la température de l'incendie (température d'exposition des éléments de structure) qui atteint 1200° C après 40 à 50 minutes. La courbe rouge représente la diminution de la résistance d'une poutre métallique HEA 300 et la courbe verte la résistance d'une poutre en bois lamellé-collé (BLC) d'une section de 200 x 300 mm (l x h). Ce comportement linéaire du bois permet de dimensionner une poutre pour la résistance au feu de la durée souhaitée. En effet, à l'inverse de bien d'autres matériaux de la construction, nombreuses études et essais ont démontré à quel point la température du bois sous l'action du feu a une évolution particulière. A la surface de la section, la température est élevée presque identique à celle du feu. Une fois que l'on se rapproche du cœur de la section on traverse la couche de bois carbonisé et la couche pyrolysée, dans ces couches la température décroît très rapidement quasiment divisée par 10 par rapport à celle de la surface. Enfin au cœur on retrouve une partie non affectée par le feu (section efficace) qui a une température très faible et qui n'est pas atteinte visuellement et mécaniquement.



**Figure I-16 : Evolution de la température d'une section de lamellé-collé soumise à l'action du feu. Source : CNDB et ENSTIB**

Par conséquent, on peut dire que le bois a un comportement au feu plus « sécuritaire » que d'autres matériaux de construction comme le métal par exemple. En effet, le métal ne laissera visuellement rien transparaître sous l'action du feu, il va monter rapidement en température pour finalement rompre brutalement sans que les personnes aient pu être inquiétées.



☑ **Caractéristiques physiques du bois :**

**1. Taux d'humidité et équilibre hygroscopique**

La teneur en humidité (%) est le rapport de la masse d'eau contenu dans un échantillon par rapport à sa masse anhydre (La masse anhydre est la masse de la matière composant le bois sans eau).

$$[H] = \frac{(m_h - m_0)}{m_0} \times 100$$

**Avec :**

[H] : Taux d'humidité en %.

$m_h$  : Masse du bois à l'humidité H.

$m_0$  : Masse du bois à l'état anhydre.

$m_h - m_0$  : Masse d'eau contenue dans le bois.

L'humidité dans le bois se présente sous trois formes :

a - Eau libre : elle remplit le vide cellulaire et peut être extraite sans variation dimensionnelle.

b - Eau liée : elle imprègne les parois cellulaires et provoque les variations dimensionnelles lorsqu'elle est extraite (à partir de 30% d'humidité).

c - Eau de constitution : elle fait partie intégrante de la matière et ne peut donc pas être extraite

La connaissance du taux d'humidité du bois est essentielle lorsque nous voulons en faire une utilisation rationnelle et performante, et ce pour plusieurs raisons :

- la variation dimensionnelle et la stabilité dimensionnelle doivent être préservées.
- Hygrométrie adaptée pour la réalisation de collages performants.
- Hygrométrie adaptée pour la réalisation de finitions.
- Hygrométrie adaptée pour la bonne conservation du bois et en particulier vis à vis de certains agents d'altération biologiques.

L'hygrométrie du bois doit être la plus proche possible de celle du milieu ambiant :

Taux d'humidité	Description	Application
30 %	Etat de saturation du bois	Constructions à l'eau (pilots, écluses, appontements).
22%	Limite supérieure d'emploi (pourriture)	
De 22% à 17%	Bois commercialement sec	Couvertes, non abritées (pylônes, cintres, échafaudages, etc.).
De 17% à 13%	Bois sec à l'air	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Constructions en local couvert mais largement ouvert.</li> <li>• Constructions en local clos et couvert</li> </ul>

**Tableau I-2 : Taux d'humidité du bois et domaine d'application correspondant.**

## 2. La masse volumique

Le bois est un milieu poreux. La masse volumique du bois varie fortement en fonction de différents paramètres tels que la teneur en eau, la localisation dans l'arbre, l'essence de bois ou les conditions de croissance de l'arbre. Elle est définie comme le rapport de sa masse à son volume qui la contient et doit être donnée avec sa référence de teneur en eau.

$$\rho_h = \frac{M_h}{V_h}$$

$\rho_h$  : Masse volumique pour une teneur en eau [kg/m<sup>3</sup>]

$M_h$  : Masse du bois pour une teneur en eau H [kg]

$V_h$  : Volume du bois pour une teneur en eau H [m<sup>3</sup>]

**Pour notre projet**, Les masses volumiques sont évaluées pour H=15 %, elles peuvent varier entre 0,4 et 1. Dans les calculs courants on prend :  $\gamma = 0,5$  ou  $0,6$  tonne/m<sup>3</sup>.

## 3. Les propriétés thermiques

En règle générale, il peut être considéré que le bois de structure est utilisé entre -25 et +60°C. Dans cette gamme de température, les propriétés thermiques du bois, telles que les coefficients de dilatation et de conductivité thermiques, sont faibles par rapport à ceux du béton et de l'acier.

### a. La dilatation thermique

La dilatation thermique est un phénomène engendré par une variation de température. Ainsi, La variation dimensionnelle du bois sous l'effet de la chaleur est de 0,05 % environ dans la direction axiale et 0,5 % dans les directions radiales et tangentielles.

La valeur de la dilatation thermique  $\Delta L$  est donnée par la relation suivante :

$$\Delta L = L \times \alpha \times \Delta T$$

Avec :

$\Delta L$  : Dilatation due à une variation de température en [mm].

$\alpha$  : Coefficient de dilatation thermique en [K] ou [°C].

$L$  : Longueur caractéristique en [m].

$\Delta T$  : Différence de température entre la température initiale et finale en [K] ou [°C].

### Commentaire :

→ Dans les travaux courants du bâtiment, les effets de dilatation sont négligés (Le coefficient  $\alpha$  pour le bois est très faible).

Comparaison :

- Poutre en Acier : 3.6 mm
- Poutre en Béton : 3.0 mm
- Poutre en Bois : 0.15 mm

#### b. La conductivité thermique

Le bois est un faible conducteur thermique étant donné qu'il dispose de très peu d'éléments libres, d'une part, et qu'il est très poreux, d'autre part. Le bois sera donc souvent utilisé comme matériau d'isolation, voire comme coupe-feu, avec les produits dérivés du bois. La conductivité thermique  $K$  représente l'énergie thermique  $E$  qui est transmise par unité de temps  $t$  à travers une épaisseur  $b$  de matériau, et pour une surface impliquée  $S$  exposée à une différence de température  $\Delta T$ . Elle est résumée par l'équation :

$$K = \frac{E \times b}{S \times t \times \Delta T}$$

Avec :

$K$  : Le coefficient de la conductivité thermique en [W/m.K].

$E$  : L'énergie thermique en [J].

$b$  : Épaisseur du matériau en [m].

$S$  : La surface d'exposée.

$t$  : Le temps en [s].

$\Delta T$  : Le gradient de la température en [K].

Matériau	$\lambda_T$ [W /mK]
Aluminium	200
Acier	60
Béton armé	1.8
Brique en terre cuite	0.44
Chêne	0.21
Hêtre	0.17
Sapin, épicéa    aux fibres	0.24
⊥ aux fibres	0.15
Laine de verre	0.04

**Tableau I-3 : conductibilité thermique pour différents matériaux utilisés dans la construction**

☒ Conclusion sur le matériau Bois :



**Figure I-17 : Ossature en bois**



Avantages :

- ✓ Léger et résistant
- ✓ Esthétique
- ✓ Faible conductivité
- ✓ la rapidité de mise en œuvre
- ✓ la facilité d'extension
- ✓ plus sécuritaire en cas d'incendie



Inconvénients :

- ✗ une immunité très faible vis-à-vis des moisissures et champignons multiples et défectueux.
- ✗ Le cout élevé et nécessité de maintenance et d'entretien régulier
- ✗ Détérioration rapide et risque d'attaque par des insectes et termites
- ✗ sensibilité à l'humidité

### 2.1.2. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène qui résiste très bien à la compression mais qui résiste très peu à la traction. C'est pour cela qu'on l'arme avec des aciers passifs dans le cas du béton armé et d'autres actifs ce qui nous donne le béton précontraint. Certes, le béton est un matériau dont l'inertie chimique est très bonne et donc résiste bien au vieillissement, mais son poids lourd limite son usage sur les sols aux faibles capacités portantes et pour des ouvrages élancés de grandes portées en arcs ; ce qui est notre cas. Donc la solution béton armé est à écarter. Le béton précontraint, quant à lui, résout le problème de la grande portée ; mais le problème de poids reste toujours présent. Il ne peut être démonté non plus. Pour une construction exigeant au premier lieu la légèreté, l'isolation thermique, l'esthétique et le coût modéré, le béton précontraint est une solution à écarter aussi.

### 2.1.3. Aluminium :

L'aluminium est un matériau caractérisé par sa légèreté et sa meilleure résistance à la corrosion comparée à l'acier. Par contre, sa faible rigidité le défavorise par rapport à l'acier puisqu'il en est trois fois plus déformable. Il est surtout utilisé dans les petits ouvrages secondaires ou les éléments faiblement sollicités. Son prix élevé limite à son tour son utilisation en grande quantité.

### 2.1.4. Acier :

Les structures métalliques présentent de nombreux avantages par rapport aux structures conçues en béton armé ou précontraint, et certains inconvénients.



**Figure I-18 : Ossature en acier**

Les principaux avantages de l'acier sont :

- ✓ Résistance mécanique : La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.

- ✔ Bonne tenue aux séismes favorisée par la ductilité de l'acier : ceci est possible grâce à la formation de rotules plastiques, ainsi que l'égalité entre les résistances de compression et de traction permettant de reprendre des inversions de moments imprévus.
- ✔ Possibilité d'adaptation plastique, offrant ainsi une grande sécurité.
- ✔ Industrialisation totale : il est possible de pré-fabriquer intégralement des bâtiments en atelier avec une grande précision et rapidité. Le montage sur site, par boulonnage, est d'une grande simplicité.
- ✔ Transport aisé, en raison du poids peu élevé permettant de parcourir de grandes distances.
- ✔ Modifications : les transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables. De plus, les possibilités architecturales sont beaucoup plus étendues qu'avec le béton.

Néanmoins, l'acier présente certains inconvénients :

- ✘ Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité de forme en raison de la minceur des profils.
- ✘ Mauvaise tenue au feu, exigeant des mesures de protection onéreuses.
- ✘ Nécessité d'entretien des revêtements protecteurs contre la corrosion, pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

#### **2.1.5. La solution retenue :**

En comparant les différents types de matériau de construction, on déduit donc que le bois et l'acier sont les plus adaptés à notre situation vu leur légèreté et la possibilité de réaliser des structures de grandes portées et de géométrie complexe .

### **2.2. Choix des nuances :**

#### **2.2.1. La nuance du Bois :**

On utilise le Bois lamellé-collé BLC ; qui est un procédé de fabrication consistant à coller des lamelles, généralement de bois, avec le fil du matériau dans le même sens. Son intérêt est la fabrication d'une pièce de grande dimension ou de formes particulières qui n'auraient pu être obtenue par utilisation du même matériau sans transformation. Ces pièces fabriquées gardent les propriétés mécaniques du matériau utilisé ; de classe GL28h de densité 410 kg/m<sup>3</sup>

#### **2.2.2. La nuance de l'Acier :**

La nuance d'acier à utiliser dépend du type d'ouvrage en question, de l'importance des sollicitations et des portées et élancements à franchir.

Les grandes nuances ont un coût au kilogramme plus élevé, mais elles permettent de gagner sur le matériau et donc sur le poids. Elles conviennent le plus quand la résistance constitue la condition déterminante. Ces nuances sont généralement utilisées pour franchir des grandes



portées et des hauteurs élevées. Toutefois, il faut s'assurer par la suite qu'il n'y a pas lieu de forme d'instabilité. Par contre, si c'est la déformation qui est la condition déterminante, on utilisera plutôt des aciers doux ; moins onéreux (achat et assemblage), plus disponibles sur le marché et les plus courants en construction métallique.

Pour notre cas, on opte alors pour un acier de nuance S355 (E36 selon la notation française), de limite d'élasticité :  $35.5 \text{ daN/mm}^2$ .

### 3. Matériaux de l'étage et du RDC :

En plus des matériaux de construction cités dans le paragraphe précédent à savoir le bois, le béton et l'acier, on ajoute la combinaison de l'acier et du béton appelée la construction en mixte. Cette dernière doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale. Bien que ceux-ci soient de natures différentes, ils se complètent fort opportunément :

- ✓ Le béton est tout indiqué pour résister à la compression tandis que l'acier est mieux adapté pour transmettre des efforts de traction.
- ✓ L'élancement des éléments en acier les rend sensibles au flambement par flexion, au flambement par flexion-torsion et au voilement local tandis que la présence du béton permet de limiter l'apparition de ces formes d'instabilité.
- ✓ Le béton recouvrant l'acier met celui-ci à l'abri de la corrosion.
- ✓ Le béton constitue une bonne protection contre l'incendie car, grâce à la plus grande inertie thermique du béton, l'acier s'échauffe moins rapidement et une redistribution des efforts s'opère de l'acier (plus chaud) vers le béton (plus froid).
- ✓ Grâce à sa ductilité, l'acier confère à la construction mixte une très bonne capacité de déformation plastique.

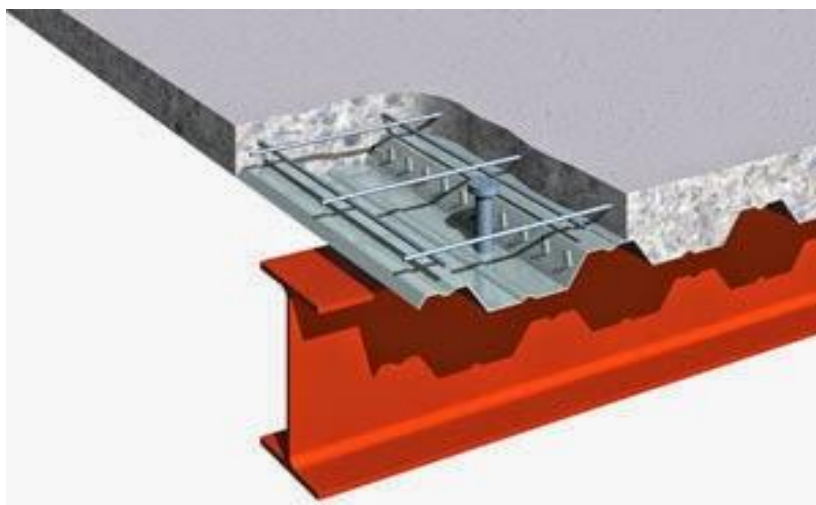


Figure I-19 : plancher collaborant avec dalle en mixte.

## VI. Joints :

### 1. Joints de dilatation :

Le joint de dilatation est primordial pour la bonne tenue des grands ouvrages ; de très grandes surfaces ; sur le long terme. En effet, Le joint de dilatation est un dispositif qui permet d'assurer la libre déformation d'une partie de la structure par rapport à une autre. Les causes de déformation sont de deux natures :

- ♣ Les variations thermiques.
- ♣ Les tassements différentiels ou le mouvement du sol.

En outre, le béton comme l'acier se contracte sous l'effet du froid et se dilate sous l'effet de la chaleur. En prenant en compte cette dilatation, on place **un joint de dilatation** tous les 20 ou 36 mètres, selon le DTU 20.1. Ainsi, la disposition de ces joints doit donc être prévue dès les phases préliminaires de la conception du projet. S'il s'agit de résoudre uniquement la question des déformations thermiques, le joint de dilatation peut être limité à la superstructure, alors que sous tassement différentiel, il doit être prolongé jusqu'à l'infrastructure.

Pour notre ouvrage, on prévoit 6 joints de dilatation de 6cm ; au niveau des fondations ; décomposant la structure en 7 blocs de 26.5m, 32m et 36m.

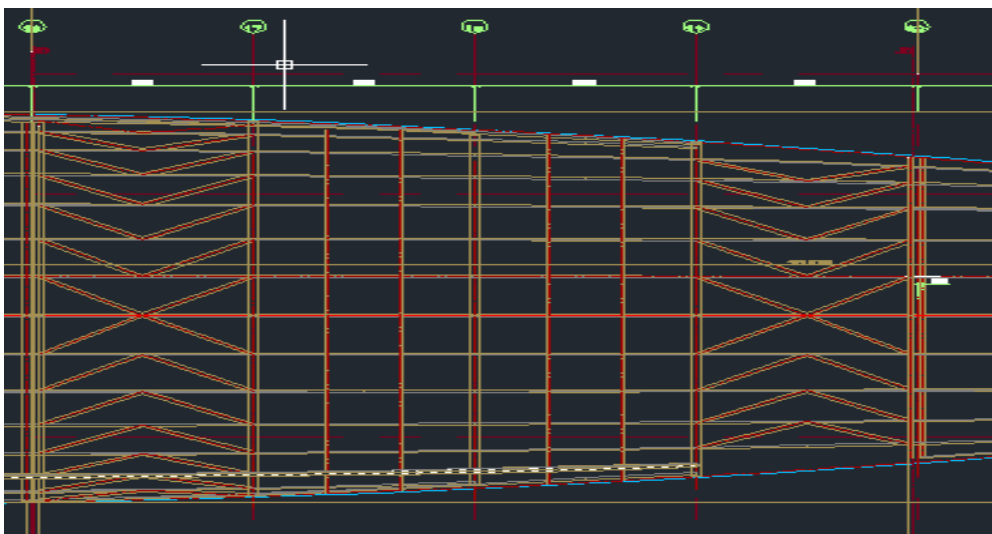


Figure I-20 : toiture d'un Bloc de 36 m

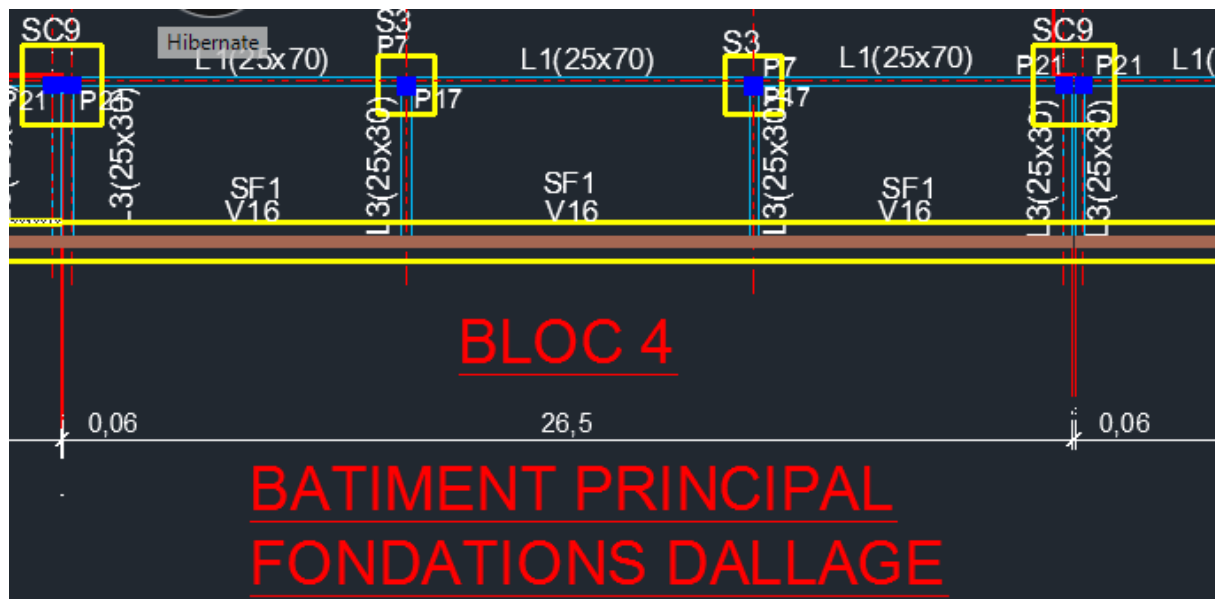


Figure I-21 : joints de dilatation de 6cm au niveau des fondations

## 2. Joints de tassement :

Pour une qualité du sol qui change d'un endroit à un autre, on aura alors des réactions différentes à transmettre et donc un déplacement d'appui surtout si le système est hyperstatique. Or, dans notre cas, on a un sol de bonne qualité (selon le rapport géotechnique : substratum Rocheux) donc on n'aura pas besoin de **prévoir des joints de tassement**.

## VII. Règlements et Normes :

Pour l'étude de la structure, nous nous sommes référés à bon nombre de normes à savoir :

### ✓ NV 65 :

Cette norme présente des règles ayant pour objet de fixer les valeurs des charges climatiques (neige et vent) et de donner les méthodes d'évaluation des efforts correspondants sur l'ensemble d'une construction ou sur ses différentes parties.

### ✓ CM 66 :

Cette norme régit le calcul des constructions métalliques. Fondée sur le seul comportement élastique de l'acier, elle ramène les calculs de contraintes à une contrainte de référence, dite contrainte de ruine, qui est la limite d'élasticité de l'acier utilisé.

### ✓ Eurocode 1 :

Cette norme présente les différentes actions supportées par les bâtiments. Il s'agit des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Ainsi que les coefficients de pondération pour les combinaisons à adopter au cours du calcul de la structure.

✓ **Eurocode 3 :**

Il donne les règles de dimensionnement et de vérification à utiliser pour les éléments métalliques tout en respectant les exigences de sécurité, d'aptitude au service et de durabilité.

✓ **Eurocode 4 :**

Il donne les règles de dimensionnement de vérification et de calcul à utiliser pour les éléments des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton.

✓ **Eurocode 5 :**

Il donne les règles de dimensionnement et de vérification à utiliser pour les éléments en bois.

✓ **CB71 :**

Ce sont des règles permettant de dimensionner les éléments en bois.

✓ **RPS 2011 :**

Ce règlement a pour objet de définir l'action sismique qui agit sur les bâtiments durant les séismes. Il présente aussi les différentes exigences de conception ainsi que les dispositions constructives à adopter afin d'assurer une résistance face aux secousses sismiques.

Pour notre structure, et afin d'éviter la ruine, on se doit de vérifier impérativement :

- ☒ L'exigence de résistance : La résistance ultime de chaque élément et de l'ensemble doit être assurée (vérification des moments et de l'effort tranchant).
- ☒ Il convient encore de vérifier que certaines limites ne sont pas dépassées en situation réelle de service : ce sont les critères de déformation constituant ce qu'on appelle les états-limites de service : flambement, déversement, voilement...

## *Partie 2 : Etude de La toiture*

## Chapitre I : Conception de la toiture



## I. Conception :

### 1. Forme de la couverture :

Suite à la volonté de l'architecte , du maitre d'ouvrage et pour respecter la géométrie du projet fournie sur les plans , on est chargée de concevoir une toiture courbée en arcs variant en largeur et en hauteur comme indiqué dans la figure ci-dessous .



**Figure II-1 : vue 3D de la toiture du projet**

### 2. Choix du mode d'appui :

Le choix du système structural revient à choisir parmi les différents modes d'appui possibles, celui qui convient le plus à notre structure. On note bien que plusieurs variantes et possibilités de dispositions d'appuis et de liaisons dans chaque plan sont possibles en alternant les rotules (appui double) et les encastrements. On s'intéressera dans notre analyse aux appuis aux pieds des arcs et aux liaisons possibles à la jonction des deux arcs formant le portique.

Pour faciliter les calculs et économiser le temps, on adoptera une structure symétrique.

On a le choix entre :

- ♣ Encastré en pied et articulé en jonction :



**Figure II-2 : Encastré en pied et articulé en jonction**

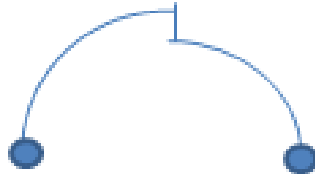
- ✗ Ce système présente l'inconvénient de transmettre des moments très forts ; à la structure qui le supporte ; dus à l'encastrement et la forte charge de la toiture ;

- ♣ Semi articulé en pied et encastré en jonction des 2 arcs :



**Figure II-3 : Semi articulé en pied et encastré en jonction**

- ✓ La mise en place des rotules en pieds permet d'annuler le Moment ( $M=0$ ) dans le plan du portique.
- ⇒ On adopte alors le 2eme mode d'appui tout en assurant la liaison rigide entre les 2 arcs par un système métallique (voir Chapitre V).



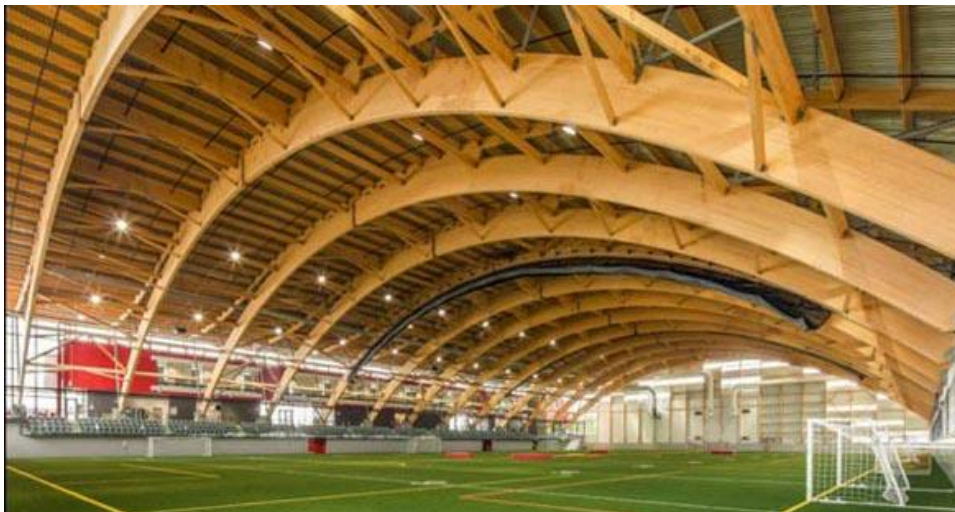
**Figure II-4 : mode d'appui choisi**

### 3. Evaluation comparative de toiture :

Afin de mieux cerner notre sujet et pouvoir le traiter correctement, nous nous sommes penchés sur une « évaluation comparative » concernant les ouvrages similaires de grande portée réalisés partout dans le monde. Par conséquent nous en sommes sortis avec les éléments suivants :

#### 3.1. Variante Bois :

■ L'intérieur du stade TELU : Université Laval avec ses grands arcs en bois lamellé



**Figure II-5 : L'intérieur du stade TELU**

■ *Charpente en bois lamellé collé AUSTRIA CENTER VIENNA HASSLACHER NORICA  
TIMBER*



**Figure II-6 : AUSTRIA CENTER VIENNA HASSLACHER NORICA TIMBER**

■ *Structure bois lamellé collé - Tennis couverts GRENOBLE*



**Figure II-7 : Tennis couverts GRENOBLE**



**Figure II-8 : Tennis couverts GRENOBLE - charpente en bois lamellé collé**



ARENA ERIC SHARP, Saint Lambert, Québec :



**Figure II-9 : ARENA ERIC SHARP, Saint Lambert, Québec**

Salle omnisport de 3800 m<sup>2</sup> à Tanger



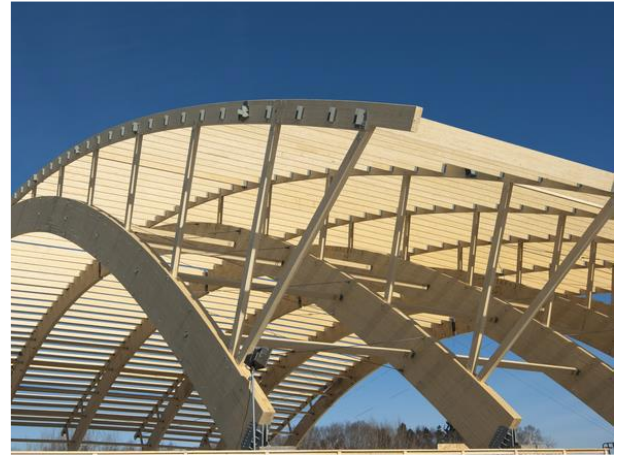
**Figure II-10 : Salle omnisport de 3800 m<sup>2</sup> à Tanger**

## Synthèse sur la charpente en bois :

La solution charpente en bois lamellé collé est esthétiquement attirante et convient beaucoup aux structures de grandes arches comme nous l'avons vu à travers les exemples cités précédemment.

En outre, le bois est un meilleur isolant que le métal ou le béton, il garde aussi une partie de sa résistance pendant qu'il brûle, contrairement au métal qui se déforme à haute chaleur.

- ✓ évacuation des lieux avant que les édifices ne s'effondrent en cas d'incendie.



**Figure II-11 : Charpente en bois**

### 3.2. Variante béton :



*Le grand théâtre de RABAT*



**Figure II-12 : Le grand théâtre de Rabat**

## Synthèse sur la variante béton :

Bien que la variante béton soit capable de remplir la mission couvrir une surface, elle sera écartée vu sa lourdeur, les grandes surfaces offertes au vent, les grandes portées et la forme complexe de notre ouvrage.

### 3.3. Variante acier :

#### 3.3.1. Profilé à âme pleine :

##### 3.3.1.1. A inertie variable :

■ Construction de 2 courts de tennis couverts à Etiolles 91.



**Figure II-13 : courts de tennis couverts à Etiolles 91 – phase de Construction**


Le principe structurel de la charpente est celui des demi-portiques cintrés venant se fixer sur un double portique central ; les demi-portiques sont constitués de poteaux métalliques type PRS courbes s'évasant en forme de V au droit de leur jonction avec les arbalétriers rejoignant le portique central. La portée des demi-portiques est de 18.50 mètres .Seuls les portiques de rive sur façade sont monoblocs ; articulés en pieds et en tête.



- Vue intérieure : Cette vue permet de visualiser l'ambiance intérieure ainsi que le traitement des matériaux ; peau en bardage acier simple peau (protection anti-condensation), charpente métallique cintrée, sol sportif en résine sur support bitumineux



**Figure II-14 : vue de l'intérieur**

 Stade de la Licorne, Amiens



**Figure II-15 : stade de la Licorne, Amiens**



**Figure II-16 : arcs du stade**



■ Centre Paul-Klee



**Figure II-17 :Centre PAUL - KLEE**



**Figure II-18 : vue rapprochée du centre PAUL-KLEE**

### **3.3.1.2. A inertie constante :**

■ Ossature charpente métallique pour passerelle et couverture escaliers Gare Gevrey-Chambertin



**Figure II-19 : couverture escaliers Gare Gevrey-Chambertin**

■ Salle Omnisports de VINON-SUR-VERDON, France :



**Figure II-20 : Salle Omnisports de VINON-SUR-VERDON**

### **3.3.2. Treillis Plan :**

■ Centre Sportif de la VALLEE DE LA JEUNESSE, Lausanne en Suisse :



**Figure II-21 : Centre Sportif de la VALLEE DE LA JEUNESSE**



■ Terminal de HEATHROW, Londres, Royaume-Uni :



**Figure II-22 : Terminal de HEATHROW, Londres,**

### **3.3.3. Treillis Spatial :**

■ Salle Omnisports Hammamet, Tunisie :



**Figure II-23 : Salle Omnisports Hammamet**





Salle Omnisports PALLAFOIS, Espagne :



**Figure II-24 : Salle Omnisports PALLAFOIS**



Stade Daego (Corée de Sud)



**Figure II-25 : Stade Daego - éléments structuraux en treillis spatial**





St. Pancras Station , Londres



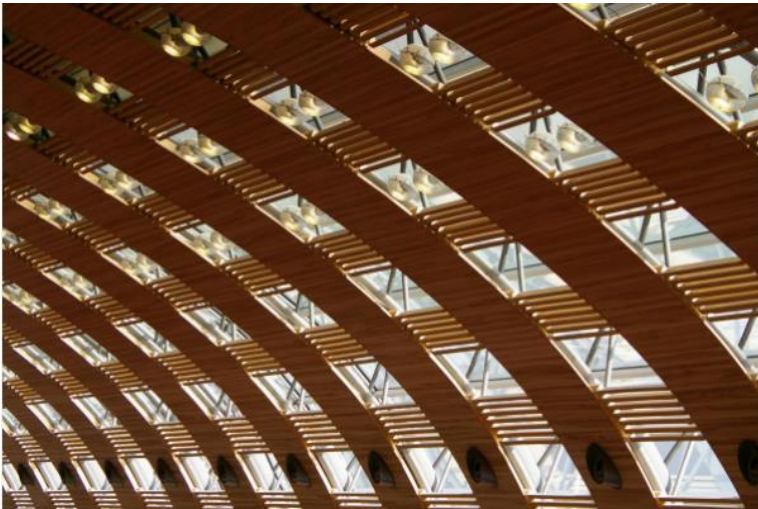
**Figure II-26 : St. Pancras Station**



Reconstruction de la salle d'embarquement 2E de l'aéroport de Paris–Charles de Gaulle, France



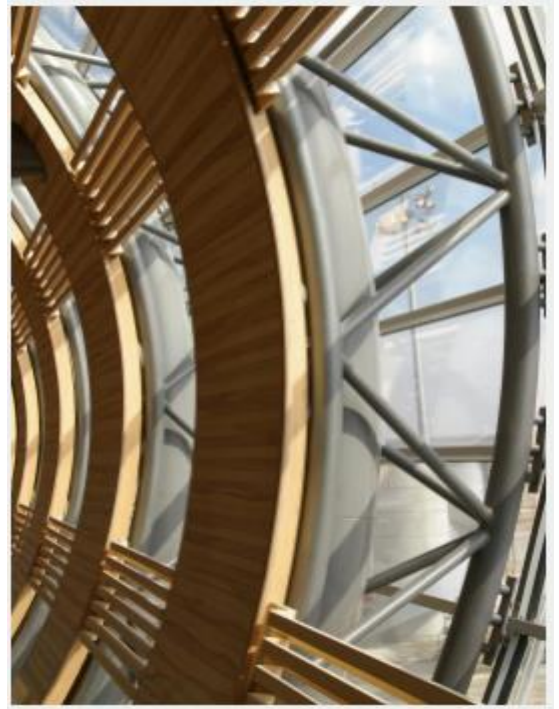
**Figure II-27 : Reconstruction de la salle d'embarquement de l'aéroport de Paris–Charles de Gaulle**



*Figure II-28 : L'habillage en lamelles de bois*

- ♣ Une lame d'air de 1,5 m d'épaisseur sépare les voûtes en bois de la verrière. Entre les 2, l'arche métallique en treillis.

- ♣ L'habillage en lamelles de bois permet de tamiser la lumière et de limiter les apports solaires à l'intérieur du terminal.



*Figure II-29 : Arche métallique en treillis*

#### 3.3.4. Poutres cellulaires :

■ Crédit Lyonnais, Paris :



*Figure II-30 : Crédit Lyonnais, Paris*





Extension Geric Shopping Centre & Car Park



Figure II-31 : Extension Geric Shopping Centre & Car Park

## Synthèse du matériau acier :

En s'appuyant sur ces exemples, on peut dire que l'acier est une solution convenable pour notre structure. En effet, la charpente métallique comprend plusieurs variantes à savoir : en profilés à âme pleine cintrés ,en treillis plan ou treillis spatial, sans oublier les poutres alvéolaires qui pourraient également satisfaire la portée en gagnant sur le poids et la hauteur, mais reste à analyser toutes ces possibilités, à essayer les plus convenables d'entre elles et à comparer entre elles afin d'en sortir avec la plus intéressante et économique.

### 4. Conclusion du chapitre :

⇒ Les variantes choisies :

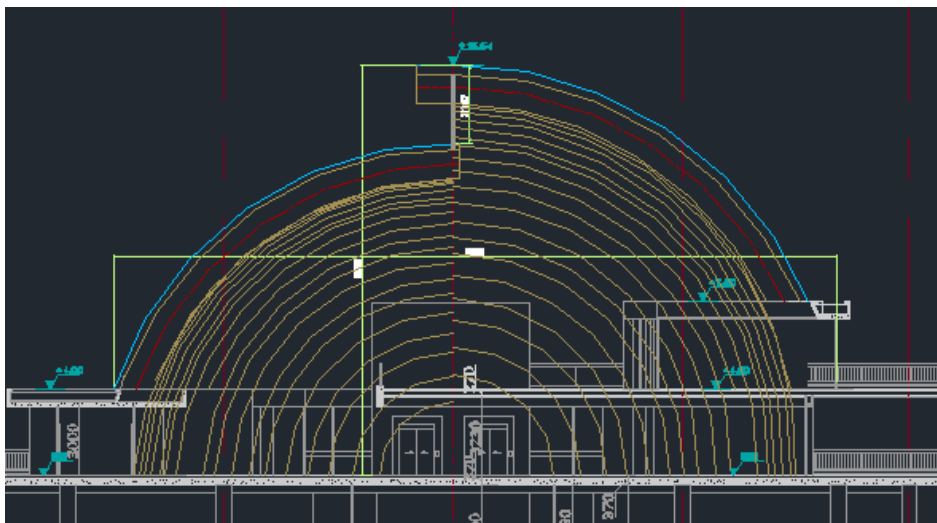


Figure II-32 : Les variantes retenues



Bien que L'architecte ait envisagé de réaliser la toiture en bois lamellé collé, on a décidé d'étudier les 2 variantes ; charpente en bois et charpente métallique ; et de les comparer afin de minimiser le cout du projet. En effet, en Europe, on choisit de réaliser ce genre de structure en bois pour des raisons esthétiques aussi bien que pour ses qualité de résistance et son cout modéré. Mais au *Maroc*, le marché du bois est encore embryonnaire vu l'absence de concurrence, chose qui justifie son cout très élevé .Par conséquent, en choisissant ce matériau, nous nous restreindrons à deux choix : soit se plier aux prix demandés par l'entreprise monopolisant le marché ou importer le matériau d'Europe en risquant de faire grimper la facture.

→ Ce qui nous a incité à penser à utiliser le matériau acier qui rallie à la fois esthétique et accessibilité du prix.



**Figure II-33 : variante bois choisie par l'architecte**

## Chapitre II : Inventaire des charges

## I. Charges permanentes :

Les charges permanentes sont essentiellement des actions susceptibles d'agir tout au long de la vie d'un ouvrage. La variation de leur valeur en fonction du temps est négligeable. Ces charges sont composées du poids propre des éléments et des poids des équipements et installations susceptibles de demeurer durant toute la vie de l'ouvrage. Dans notre projet, les charges permanentes sont :

### 1. Poids propre de la couverture :

Le poids de la couverture choisie, des systèmes d'éclairage, du vitrage et de l'ensemble des équipements et accessoires de la toiture est de :  $80 \text{ Kg/m}^2$ .

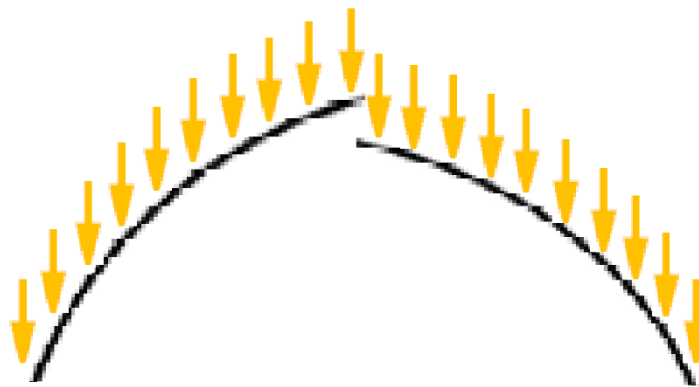


Figure II-34 : poids propre de la couverture

### 2. Poids des contreventements :

Leur poids est estimé à  $5 \text{ kg/m}^2$ , répartie horizontalement.

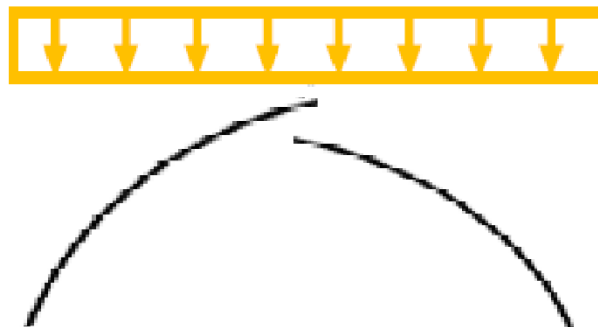


Figure II-35 : poids des contreventements

### 3. Poids des éléments porteurs :

Les dimensions des éléments porteurs (pannes, traverses, poteaux) ne sont pas connues pour l'instant, elles ne seront déterminées qu'après calcul. Elles sont donc estimées à priori puis vérifiées après dimensionnement.

## II. Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation sont généralement celles qui résultent de l'usage des constructions. Elles sont généralement fixées par le client dans le cahier de charges ou à défaut tirées des prescriptions des normes en vigueur. Dans notre cas, la toiture n'est pas accessible. Selon CM66, on considérera une surcharge due au montage. Elle est supposée comme une surcharge horizontale, uniformément répartie de 20daN/m<sup>2</sup> ou concentrée de 100daN.

## III. Charges climatiques :

### 1. Température :

Notre ouvrage s'étale sur une longueur de 184m, donc on prévoit des joints de dilatation afin de pallier aux effets de la température.

### 2. Neige :

Notre ouvrage sera implanté à Rabat, donc l'effet de la neige n'est pas pris en considération.

### 3. Séisme :

Notre structure est composée de plusieurs éléments lourds (voiles, ...), donc l'effet du séisme doit être pris en considération.

### 4. Vent :

Le vent est la charge la plus prépondérante vu la légèreté de la toiture et la grande surface offerte au vent. Elle se manifeste par des pressions exercées normalement aux surfaces, et dépend de :

- La vitesse du vent
- La catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble
- L'emplacement de l'élément considéré et son orientation par rapport à la direction du vent
- Les dimensions de l'élément considéré
- La forme de la paroi (plan ou courbe) à laquelle appartient l'élément.

#### ➤ Calcul du vent conformément aux règles NV65 :

Le vent transversal exerce une pression dynamique donnée par la formule :

$$q = q_H \times K_m \times K_s \times \delta \times \beta \times (C_e - C_i)$$

Avec :

- $q_H$ : Pression dynamique agissant à la hauteur H.
- $C_e$  et  $C_i$ : Coefficients de pression extérieure et intérieure.
- $K_s$ : Coefficient de site.
- $K_m$ : Coefficient de masque.
- $\delta$ : Effet de dimension.
- $\beta$ : Coefficient dynamique.

### 1. Pression dynamique (NV65 art 1.21) :

La pression dynamique q (en daN/m<sup>2</sup>) est donnée en fonction de la vitesse V (en m/s) du vent par la formule suivante (art 1.21) :

$$q_{10} = \frac{v^2}{16.3}$$

D'après la carte du vent, Rabat se situe dans la région I, donc la vitesse extrême du vent est égale à :

$$V_{ext} = 39 \text{ m/s}$$

Et la pression dynamique extrême est donc :

$$q_{extrême} = 93.31 \text{ daN/m}^2$$

D'après l'article 1.22 (NV65) : « Conformément à la règle 1-3.1, on doit envisager dans les calculs une pression dynamique normale et une pression extrême ; le rapport de la seconde à la première est pris égale à 1,75 ».

On a :

$$q_{normale} = q_{10} = \frac{q_{extrême}}{1.75} = 53.32 \text{ daN/m}^2$$

Où  $q_{10}$  : est la pression dynamique de base agissant à 10 m de hauteur.

## 2. Effet de la hauteur (NV65 art 1,241) :

A une hauteur H au-dessus du sol, la pression devient  $q_H$ , définie par la relation suivante, valable pour les valeurs de H comprises entre 0 et 500m :

$$q_H = q_{10} \times \left( 2.5 \times \frac{H + 18}{H + 60} \right)$$

Dans le cas le plus défavorable, pour une hauteur max de la structure de H=16.6m, on trouve :

$$q_H = 60.21 \text{ daN/m}^2$$

## 3. Effet de site (NV65 art 1,242) :

Le coefficient de site est un coefficient d'augmentation pour les sites exposés comme le bord de la mer et de réduction pour les sites protégés comme à l'intérieur d'une forêt dense.

Les valeurs de ce coefficient sont données sur le tableau suivant :

	Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
Site protégé	0,80	0,80	0,80	0,80	( <sup>1</sup> )
Site normal	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25	1,20	1,20

**Tableau II-1 : Coefficient de site  $K_s$**

On est dans le cas d'un site exposé dans la région I donc :  $K_s = 1.35$

## 4. Effet de masque (NV65 art 1,243) :

On dit qu'il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée.

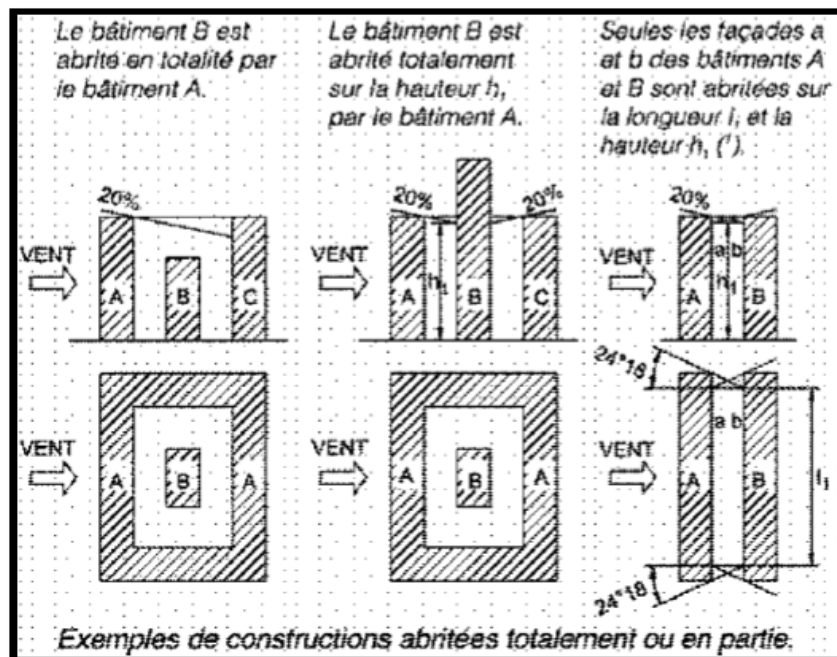


Figure II-36 : Effet de masque

Notre ouvrage n'est pas masqué alors  $K_m = 1$

#### 5. Effet de dimension (NV65 art 1,244) :

Le vent est irrégulier, surtout au voisinage du sol, et ne souffle pas avec la même vigueur simultanément en tout point d'une même surface ; la pression moyenne diminue donc quand la surface frappée augmente.

Selon NV65 art 1,244 ; on en tient compte en multipliant la pression dynamique par un coefficient  $\delta$  réducteur fonction de la plus grande dimension, horizontale ou verticale, de la surface offerte au vent afférente à l'élément considéré dans le calcul.

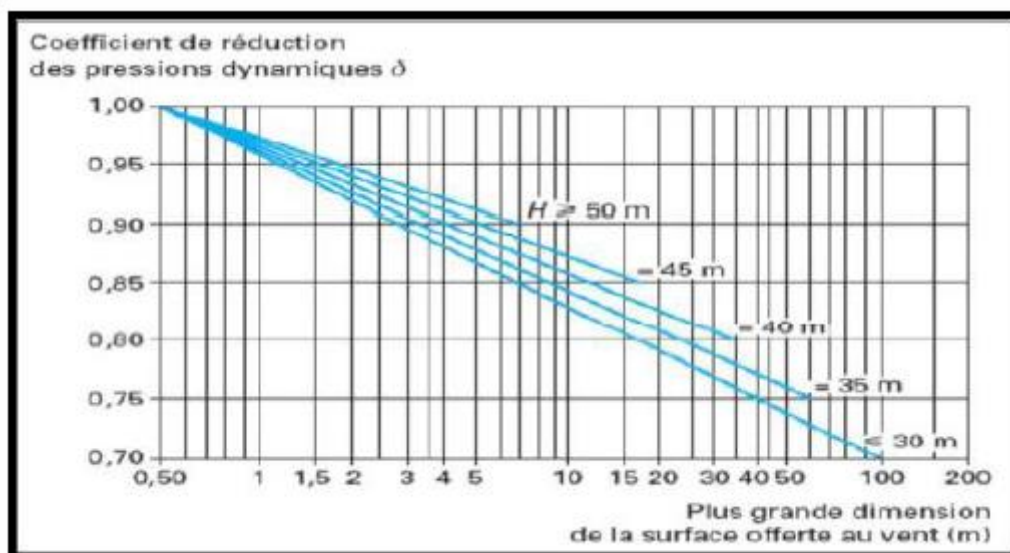


Figure II-37 : coefficient de réduction

Pour les pannes :

On a  $H < 30$  m et la portée de la panne est de 9m donc :  $\delta = 0,84$ .

**Remarque :**

La totalité de réductions autorisées par les règles : effet de masque et de dimension ne doit en aucun cas, dépasser 33 %. (NV 65, art.1, 245)

Panne :  $\delta = 0.84$  ;  $K_m = 1 \Rightarrow (1 - k_m \times \delta) = 1 - 0.84 = 0.16 = 16\% < 33\%$

**6. Coefficient dynamique  $\beta$  (NV65, art 1,511) :**

Dans la direction du vent, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les rafales de vent et la structure elle-même. Pour tenir compte de cet effet, il faut pondérer les pressions dynamiques de base par un coefficient « d'amplification dynamique »  $\beta = \theta(1 + \xi \tau)$   
Avec :

- $\tau$  : Coefficient de réponse fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation de la structure.
- $\tau$  : Coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau de la structure en fonction de sa hauteur H au-dessus du sol.
- $\theta$  : Coefficient global dépendant du type de construction.

Cependant, puisque la longueur de la construction est prépondérante devant sa hauteur le coefficient d'amplification dynamique est pris :

$$\beta = 1$$

→ **Vent normal aux génératrices :**

**7. Coefficients de pression :**

**7.1. Coefficient de pression extérieure  $C_e$  (NV65, art 3,411 2) :**

Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise à :

- Des succions, si les parois sont sous le vent.
- Des pressions ou des succions, si les parois sont face au vent.

Le règlement NV65 traite le cas des voûtes (catégorie V,  $\gamma = 1$ ) et présente un diagramme qui permet de déterminer le coefficient de pression extérieure  $C_e$  en fonction de l'angle d'inclinaison,  $\alpha$  (en degrés) du versant considéré sur la direction du vent et du coefficient  $\gamma_0 = 1$  :



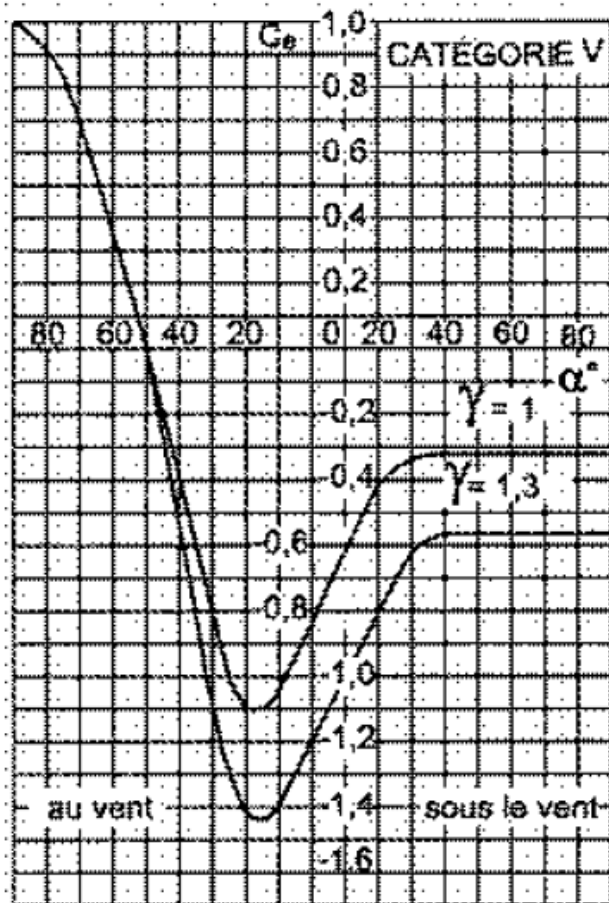


Figure II-38 : coefficient de pression extérieure

Pour l'arc central les valeurs du coefficient de pression  $C_e$  en fonction de l'angle d'inclinaison sont représentées sur le tableau suivant :

au vent		sous le vent	
$\alpha$ (°)	$C_e$	$\alpha$ (°)	$C_e$
78	0.88	83	-0.32
66	0.5	72	-0.32
54	0.19	61	-0.32
42	-0.3	50	-0.32
30	-0.8	39	-0.32
18	-1.1	28	-0.33
6	-1	17	-0.42
0	-0.8	6	-0.6
		0	-0.8

Tableau II-2 : valeurs du coefficient de pression extérieure

On fait de même pour les autres arcs de notre structure.

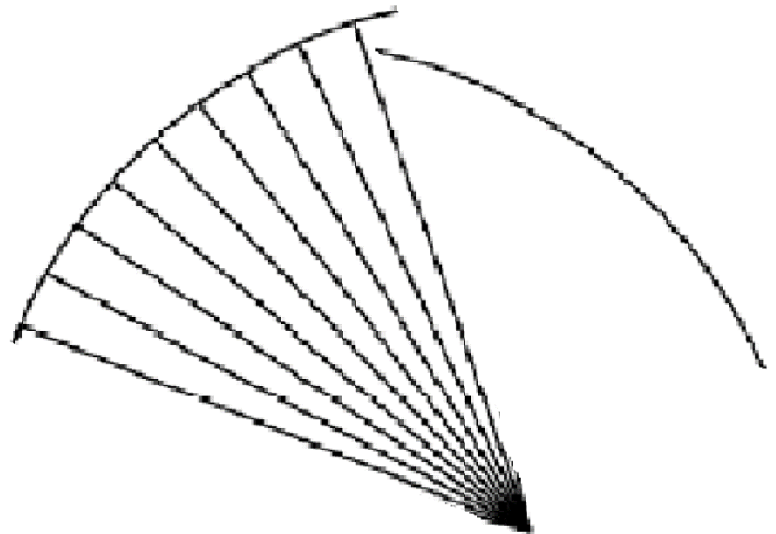


Figure II-39 : subdivision du grand-arc

### 7.2. Coefficient de pression intérieure (NV65, art 1,313) :

Les parois intérieures peuvent être en état de surpression ou de dépression selon l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative (la perméabilité), vu que notre toiture est entièrement couverte, on va considérer que la structure est fermée, donc  $\mu\% < 5\%$  et le NV65 donne la procédure de calcul des  $C_i$  dans ce cas.

Les parois ont une perméabilité  $\mu \leq 5$ . (R-III-1,313).

On applique simultanément sur les faces intérieures de tous les compartiments :

- soit une surpression avec  $c_i = + 0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_0)$ ,
- soit une dépression avec  $c_i = - 0,6 (1,3 \gamma_0 - 0,8)$ .

Avec  $\gamma_0 = 1$

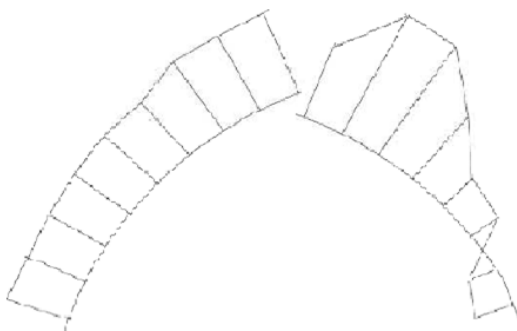
$C_i$	
surpression	0.3
dépression	-0.3

**Tableau II-3 : valeurs du coefficient de pression intérieure**

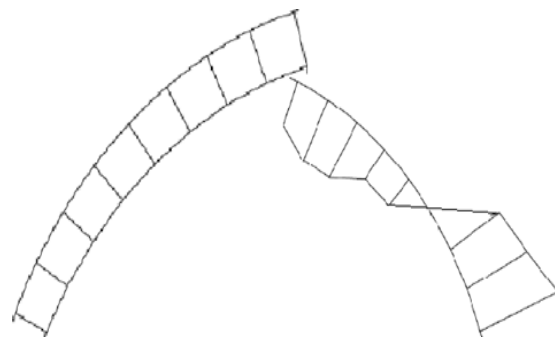
On obtient ainsi :

au vent		sous le vent	
Ce-Ci		Ce-Ci	
surpression	dépression	surpression	dépression
0.58	1.18	-0.62	-0.02
0.2	0.8	-0.62	-0.02
-0.11	0.49	-0.62	-0.02
-0.6	0	-0.62	-0.02
-1.1	-0.5	-0.62	-0.02
-1.4	-0.8	-0.63	-0.03
-1.3	-0.7	-0.72	-0.12
-1.1	-0.5	-0.9	-0.3
		-1.1	-0.5

**Tableau II-4 : valeurs de Ce-Ci**



**Figure II-40 : distribution Ce-Ci du vent normal en surpression**



**Figure II-41 : distribution Ce-Ci du vent normal en dépression**

→ **Vent parallèle aux génératrices :**

Pour le vent parallèle aux génératrices, le même article du NV65 préconise une force d'entraînement due au frottement entre le vent et la toiture. Cette force a comme valeur :

- $0,01q$  : Pour les faces planes et pour les faces comportant des ondes ou des plis parallèles à la direction du vent ;
- $0,02q$  : Pour les faces comportant des ondes ou des plis normaux à la direction du vent ;
- $0,04q$  : Pour les faces comportant des nervures normales à la direction du vent ;

Pour notre cas on a choisi une couverture en plaque nervurée dont les nervures sont normales à la direction du vent

Donc :

$$q_L = 0.04 \times q$$

Finalement :

$$q_L = 2.41 \text{ daN/m}^2$$

➤ **Calcul du vent selon l'EUROCODE 1 (Partie 2-4 : Actions sur les structures — Actions du vent) :**

**1. Généralités sur le vent selon ENV 1991-2-4 :**

**1.1. Domaine d'application :**

L'ENV 1991-2-4 indique comment déterminer les actions du vent naturel pour le calcul structurel des bâtiments et des ouvrages de génie civil dont la hauteur peut atteindre 200 m.

**1.2. Termes et définitions :**

Afin de mieux se familiariser avec ce nouveau règlement, faisons donc l'inventaire des définitions des principaux termes que l'on utilisera par la suite lors du calcul :

▪ **Valeur de base de la vitesse de référence du vent :**

Vitesse moyenne du vent observée sur une période de 10 min, avec une probabilité de dépassement sur une période d'un an égale à 0,02, toutes directions de vent confondues, à une hauteur de 10 m au-dessus d'un terrain plat de type " rase campagne " et compte tenu des effets d'altitude (le cas échéant).

▪ **Vitesse de référence du vent :**

Valeur de base de la vitesse de référence du vent modifiée afin de tenir compte de la direction du vent pris en considération et de la saison (le cas échéant).

▪ **Vitesse moyenne du vent :**

Vitesse de référence du vent modifiée afin de tenir compte de l'effet de la rugosité du terrain et de l'orographie.

▪ **Coefficient de pression :**

Les coefficients de pression extérieure donnent l'effet du vent sur les surfaces extérieures des bâtiments ; les coefficients de pression intérieure donnent l'effet du vent sur les surfaces intérieures des bâtiments.

Les coefficients de pression extérieure sont répartis en coefficients globaux et en coefficients locaux. Les coefficients locaux donnent les coefficients de pression pour les surfaces chargées d'aire inférieure ou égale à 1 m<sup>2</sup>, par exemple pour le calcul des éléments et des fixations de petites dimensions ; les coefficients globaux donnent les coefficients de pression pour les surfaces chargées d'aire supérieure à 10 m<sup>2</sup>.

Les coefficients de pression nette donnent l'effet résultant du vent sur une structure, voire sur un élément ou un composant de ladite structure par unité d'aire.

**2. Vitesse et pression dynamique du vent :**

**2.1. Base de calcul :**

La vitesse du vent et la pression dynamique comprennent une composante moyenne et une composante fluctuante.

Il convient de déterminer la vitesse moyenne du vent  $V_m$  à partir de la vitesse de référence du vent  $V_b$  qui dépend du climat du lieu, ainsi que de la variation du vent en fonction de la hauteur déterminée à partir de la rugosité du terrain et de l'orographie. La pression dynamique de pointe sera déterminée plus tard. La composante fluctuante du vent est caractérisée par l'intensité de turbulence.

**2.2. Valeurs de référence :**

La valeur de base de la vitesse de référence du vent  $V_{b,0}$  est la vitesse moyenne sur 10 min caractéristique, indépendamment de la direction du vent et de la période de l'année, à une hauteur de 10 m au-dessus du sol en terrain dégagé, de type " rase campagne ", à végétation basse telle que de l'herbe et des obstacles isolés séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur. La vitesse de référence du vent doit être calculée à partir de l'expression suivante :

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0}$$

Avec :

- $V_b$ : est la vitesse de référence du vent, définie en fonction de la direction de ce dernier et de la période de l'année à une hauteur de 10 m au-dessus d'un sol relevant de la catégorie de terrain II ;
- $V_{b,0}$ : est la valeur de base de la vitesse de référence du vent ;
- $C_{dir}$ : est le coefficient de direction ;
- $C_{season}$ : est le coefficient de saison.

Pour ce qui est de la vitesse  $V_{b,0}$  du vent, elle est différente de celle utilisée dans la norme NV65. En effet, le vent extrême des règles NV65 correspond à une période de retour de l'ordre de 100 ans, tandis que  $V_{b,0}$  correspond à une tempête dite cinquantennale.

Au Maroc, il n'existe pour l'instant aucune carte de vent qui donne cette vitesse. Pour pouvoir continuer les calculs, on a procédé à une analogie avec les cartes de vent françaises.

Soit le diagramme suivant :

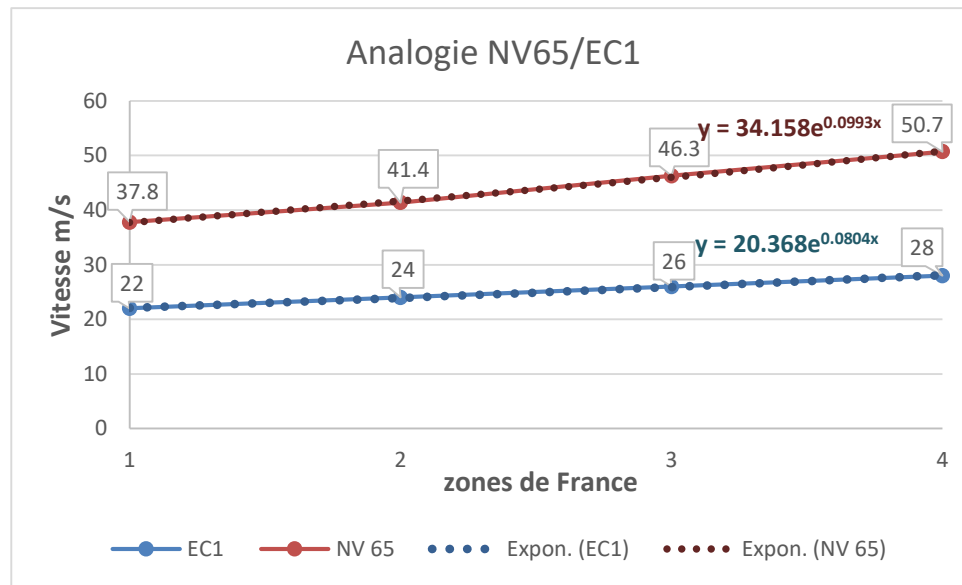


Figure II-42 : Analogie NV65/EC1

La vitesse extrême du vent de la ville de Rabat donnée par la carte du vent Marocaine (diagramme NV65) est : **39m/s** car située en région 1.

A cette vitesse on fait correspondre une région de l'NV65 dont on déduit la vitesse de base correspondante par l'approximation donnée dans la figure ci-dessus.

On obtient ainsi, puisque les valeurs recommandées pour **Cdir et Cseason** sont de **1** :

$$V_b = V_{b,0} \cong 23 \text{ m/s}$$

### 2.3. Vitesse moyenne du vent :

La vitesse moyenne du vent  $V_m(z)$  à une hauteur  $z$  au-dessus du sol dépend de la rugosité du terrain et de l'orographie, ainsi que de la vitesse de référence du vent  $V_b$ , et il convient de la déterminer à l'aide de l'expression suivante :

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_0(z) \times V_b$$

Avec :

- $C_r(z)$ : est le coefficient de rugosité ;
- $C_0(z)$ : est le coefficient orographique, égal à 1,0 sauf spécification contraire.
  - Détermination du coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  tient compte de la variabilité de la vitesse moyenne du vent sur le site de la construction due à :

- La hauteur au-dessus du niveau du sol ;
- La rugosité du terrain en amont de la construction dans la direction du vent considérée.

La procédure recommandée pour déterminer le coefficient de rugosité à la hauteur  $z$  est donnée par l'expression ci-dessous et est fondée sur un profil logarithmique de la vitesse :

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ pour } z_{\min} < z < 200m$$

$$C_r(z) = C_r(z_0) \text{ pour } z < z_{\min}$$

Avec :

- $K_T$  : est le coefficient de terrain (rugosité) ;
- $z_0$  : est le paramètre de rugosité du terrain ;
- $z_{\min}$  : est la hauteur minimale.

$K_T$  est donné par la formule suivante :

$$K_T = 0.19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$$

Avec :

- $z_{0,II}$  : 0,05 m (catégorie de terrain) ;
- $z_{\max}$  : doit être considérée comme étant égale à **200 m** ;
- $z_0, z_{\min}$  : dépendent de la catégorie de terrain. Les valeurs recommandées sont données dans le Tableau suivant en fonction de cinq catégories de terrain représentatives :

Catégories de terrain	$K_T$	$z_0[m]$	$z_{\min}[m]$	$k_R$	$\varepsilon$
1. Mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km	0,16	0,005	2	0,16	0,13
2. Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, etc.) ; aéroports	0,19	0,05	4	0,19	0,25
3. Campagne avec des haies, vergers, petits bois, bocage, habitat dispersé	0,21	0,20	7	0,20	0,32
4. Zone urbanisée, industrielle ou forestière	0,23	0,75	12	0,21	0,40
5. Zones urbaines dans lesquelles les bâtiments occupent au moins 15 % de la surface et ont une hauteur moyenne supérieure à 15 m	0,25	2	20	0,21	0,50

**Tableau II-5 : catégorie du terrain**

Notre ouvrage se trouve en zone exposée, nous sommes donc en catégorie 0, le tableau ci-dessus nous fournit les valeurs de  **$z_0$**  et  **$z_{\min}$**  :

$$z_0 = 0.75 \text{ m}$$

Et

$$z_{\min} = 12 \text{ m}$$

Ainsi, on peut facilement calculer la vitesse moyenne du vent.

$V_{b,0} (m/s)$	23.00
$z_0 (m)$	0.75
$z_{min} (m)$	12.00
$z_{0,II} (m)$	0.05
$K_T$	0.23
$k_R$	0.21
$z (m)$	16.60
$C_r(z)$	0.71
$C_0(z)$	1.00
$C_t$	1.00
$V_m(m/s)$	16.36

**Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des valeurs pour le calcul de la vitesse moyenne du vent**

#### 2.4. La turbulence du vent :

L'intensité de la turbulence  $I_v(z)$  à la hauteur  $z$  est définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

$$I_v(z) = \frac{k_R}{C_r(z) \times C_t(z)}$$

Avec :

$k_R$  : est un coefficient de turbulence fonction de la rugosité du terrain ; il est donnée dans le tableau ci-dessus.

#### 2.5. La pression dynamique de pointe :

Il y a lieu de déterminer la pression dynamique de pointe  $q_p(z)$  à la hauteur  $z$ , qui est induite par la vitesse moyenne et les fluctuations rapides de vitesse. La règle recommandée pour la détermination de  $q_p(z)$  est la suivante :

$$q_p(z) = (1 + 7 \times I_v(z)) \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) = C_e(z) \times q_b$$

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2$$

Avec :

- $\rho$  : est la masse volumique de l'air, qui dépend de l'altitude, de la température et de la pression atmosphérique prévues dans la région lors des tempêtes.
- $q_b$  : est la pression dynamique de référence du vent
- $C_e(z)$  : est le coefficient d'exposition calculé comme suit :

$$C_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$



Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

$z \text{ (m)}$	16.6
$V_m \text{ (m/s)}$	16.36
$\rho \text{ (kg/m}^3\text{)}$	1.23
$I_v \text{ (daN/m}^2\text{)}$	0.30
$q_p \text{ (daN/m}^2\text{)}$	50.27
$q_b \text{ (daN/m}^2\text{)}$	32.40
$C_e(z)$	1.55

**Tableau II-7 : calcul de la pression dynamique de pointe**

### 2.6. Pression aérodynamique sur les surfaces :

La pression aérodynamique agissant sur les surfaces extérieures  $W_e$  est donnée par l'expression qui suit :

$$W_e = q_p \times C_{pe}$$

Avec :

- $q_p$  : est la pression dynamique de pointe ;
- $C_{pe}$  : est le coefficient de pression pour la pression extérieure

La pression aérodynamique agissant sur les surfaces intérieures  $W_i$  est donnée par l'expression qui suit :

$$W_i = q_p \times C_{pi}$$

Avec :

- $q_p$  : est la pression dynamique de pointe ;
- $C_{pi}$  : est le coefficient de pression pour la pression intérieure

*La pression nette exercée sur un mur, un toit ou un élément est égale à la différence entre les pressions s'exerçant sur les surfaces opposées en tenant bien compte de leurs signes. Une pression, exercée en direction de la surface est considérée comme positive, tandis qu'une succion, qui s'éloigne de la surface est considérée comme négative.*

### 2.7. Coefficients de pression intérieure :

Les pressions intérieure et extérieure doivent être considérées comme agissant simultanément. Le coefficient de pression intérieure,  $C_{pi}$ , dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures dans l'enveloppe de la structure.

Pour les bâtiments fermés, dont le rapport d'ouverture  $\mu$  est inférieur à 5%, l'Eurocode donne les

valeurs de  $C_{pi}$  qu'il faut utiliser :

$$C_{pi} = 0.8$$

Ou

$$C_{pi} = -0.5$$

### 2.8. Coefficients de pression extérieure :

Comme il s'agit d'une toiture en voûte, le coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  est déterminé à partir de la Figure suivante, ledit coefficient étant fonction du rapport de la hauteur à la largeur du bâtiment  $h/d$ , et du rapport de la flèche à la largeur du bâtiment  $f/d$  :

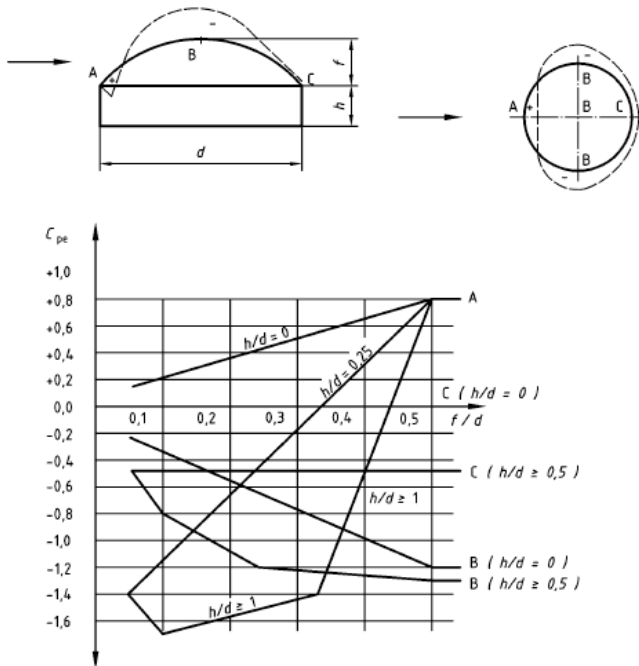


Figure II-43 : coefficient de pression dynamique extérieure

Pour l'arc principal :

- La hauteur :  $h=0$  m
- La largeur :  $d=31$  m
- La flèche :  $f=16.6$  m

$$\begin{cases} \frac{h}{d} = 0 \\ \frac{f}{d} = 0.54 \end{cases}$$

Et à partir de la figure, on tire les valeurs de  $C_{pe}$  en A, B et C :

	A	B	C
$C_{pe}$	0.8	-1.2	0

Tableau II-8 : valeurs du coefficient de pression dynamique extérieure

### 2.9. Pression nette :

La pression nette du vent sur un mur ou un élément est égale à la différence des valeurs algébriques des pressions qui s'exercent sur chaque paroi. La pression nette peut être exprimée par la relation suivante :

$$W_{nette} = W_e - W_i = (C_{pe} - C_{pi})q_p$$

	A	B	C
$C_{pe} - C_{pi}$	1.30	-2.00	-0.80
$W_e - W_i$ (daN/m <sup>2</sup> )	65.35	-100.54	-40.22

Tableau II-9 : valeurs de la pression nette

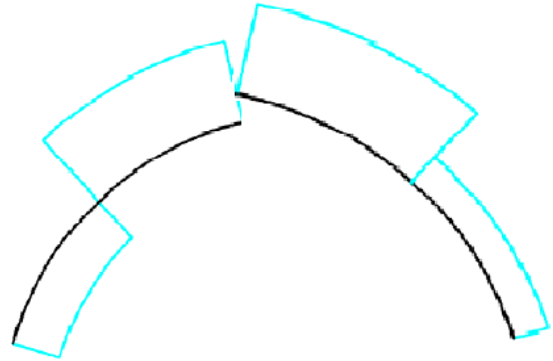


Figure II-44 : valeurs de la pression nette

### 2.10. Vent longitudinal :

L'effet du vent longitudinal sur la toiture s'exprime comme tel :

$$V_L = C_{fr} \times q_p(z_e) \times 2 \times A_{fr}$$

Avec :

$C_{fr}$  : Coefficient de frottement (=0.01 pour l'acier)

$(z_e)$  : Pression dynamique de pointe à la hauteur de référence  $z_e$

$A_{fr}$  : Aire de référence. Les forces de frottement sont appliquées sur la partie des surfaces extérieures parallèle au vent  $A_{fr}$ , située au-delà d'une distance des bords ou des angles au vent, égale à la plus petite valeur de  $2b$  ou  $4h$ ,  $b$  et  $h$  étant définis à la Figure :

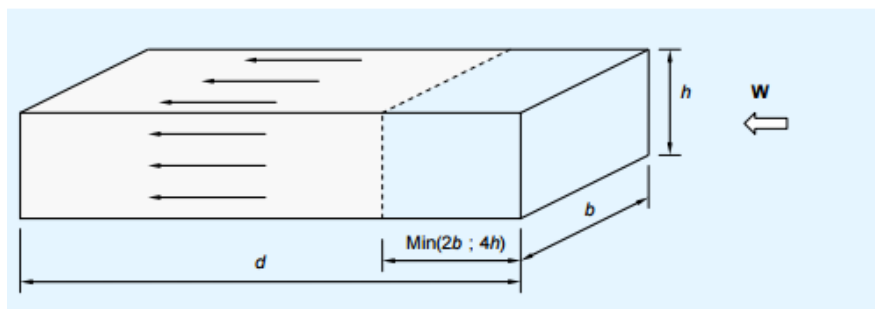


Figure II-45 : vent longitudinal

Pour notre structure :

$\text{Min}(2b ; 4h) = 62\text{m}$

Donc :  $A_{fr} = 4012.77 \text{ m}^2$

Et :

$$V_L = 0.04 \times q_p = 2.01 \text{ daN/m}^2$$

## CHAPITRE III : Variante à âme pleine

Le calcul de dimensionnement ou de vérification d'une structure repose sur de nombreuses hypothèses mathématiques ou physiques correspondant assez mal à la réalité. En effet, lors des calculs, de la fabrication, du montage et de l'utilisation de la structure grands nombre d'imperfections ou d'erreurs variables et aléatoires peuvent intervenir. Ces dernières peuvent influencer sur :

- La conception de la structure : sous-estimation des charges et surcharges, conception erronée des liaisons aux nœuds et des assemblages...
- La fabrication des éléments : Limite d'élasticité imprécise, contraintes résiduelles de laminage, incohérence entre les hypothèses de la résistance des matériaux et les propriétés du matériau acier (élasticité, homogénéité et isotropie défaillante) ...
- Transformation et montage des pièces : Plans d'exécution erronés, perçages trop importants, soudure défectueuse, serrage des boulons incorrecte...
- Exploitation par le maître d'ouvrage : Adjonction de charges non prévues initialement, modification de destination des locaux...

En réalité, rien ne garantit à 100% que la structure ne soit pas soumise pendant sa durée de vie à des sollicitations supérieures aux sollicitations de calcul. Par conséquent, et afin de garantir la résistance et la stabilité d'une structure, deux démarches sont possibles :

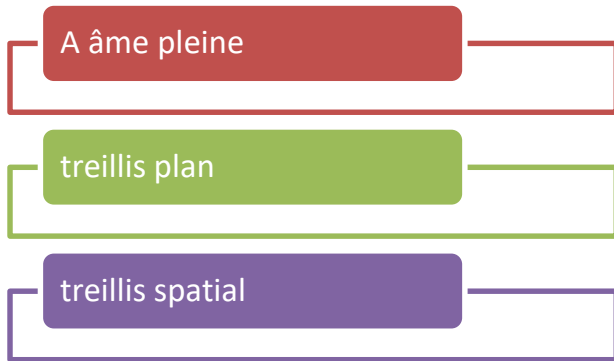
- Approche déterministe : basée sur le calcul aux contraintes admissibles, elle suppose les paramètres de calcul connus.
- Approche probabiliste : basée sur le calcul aux états limites, elle introduit des coefficients de pondération aléatoires.

Les règlements et normes actuelles utilisent une approche semi-probabiliste, c'est le cas du règlement CM66 et de l'EUROCODE 3 que nous utiliserons dans nos calculs de dimensionnement. Pour dimensionner les différents éléments composants la toiture, il faut, ne pas seulement vérifier la résistance et la flèche, mais en plus vérifier ces éléments aux différentes instabilités de forme qui peuvent survenir, car la ruine de ces éléments, vu leurs faible épaisseur et leurs grands élancements, peut survenir à cause d'une instabilité de forme avant que la limite de résistance ou de flèche ne soit atteinte.

Les trois principales instabilités de forme sont :

- ✓ Le flambement : Intervient dans les barres simplement comprimées ou comprimées et fléchies. C'est le plus dangereux des phénomènes d'instabilité statique.
- ✓ Le déversement : Apparaît dans les semelles comprimées des pièces fléchies qui se dérobent latéralement pour échapper à la compression en faisant subir à chaque section un mouvement de translation horizontal en plus de la déformation verticale.
- ✓ Le voilement : Intervient dans les âmes des pièces fléchies qui sont des plaques minces sollicitées dans leur plan.

Pour notre structure, plusieurs conceptions se présentent :



**Figure II-46 : variantes envisagées**

Ce chapitre va traiter la 1ère variante à âme pleine qui, à son tour, contient plusieurs sous variantes.

## I. conception de l'empannage :

### 1. espacement entre les pannes :

Les pannes servent à assurer le transfert des actions appliquées à la couverture d'un bâtiment à sa structure principale. La conception de l'empannage est réalisée en fonction du type de la couverture utilisée d'une part, et de telle sorte à avoir la continuité des pannes le long de l'ouvrage d'autre part. La nature de la couverture a également une incidence directe sur l'espacement des pannes. L'empannage comprend non seulement les pannes mais également les éventuelles éclisses qui réalisent la continuité des pannes, les échantignoles qui assurent la liaison entre pannes et structure principale, et les liernes et bretelles éventuelles qui sont chargées du maintien latéral des pannes.

Conclusion partielle :

On a opté pour une couverture de type BATIROC qui nous a permis de fixer les espacements suivants entre les pannes pour les arcs principaux de chaque bloc et on a veillé à fixer des espacements qui assurent la continuité des pannes le long de la toiture.

bloc	principal	2	3	4
espacement	3	2.9	2.7	1

**Tableau II-10 : espacement entre les pannes**

Cette couverture permet un recouvrement longitudinal de 10cm et un recouvrement transversal de 30cm.

Recouvrement longitudinal	10 cm
Recouvrement transversal	30 cm

**Tableau II-11 : caractéristiques de la couverture**

## 2. Hyperstaticité / Isostaticité des pannes :

### 2.1. Modes d'appui :

On distingue trois modes d'appui :

- **Panne isostatique** : simple à réaliser, mais la matière est mal exploitée, et la déformée est plus importante.



Figure II-47 : panne isostatique

- **Panne continue** : exploitation meilleure de la matière et faible déformation, mais présente des moments concentrés sur les traverses.



Figure II-48 : panne continue sur trois appuis

### 2.2. Comparaison des modes d'appui :

→ la flèche :

La flèche maximale sous l'effet d'une charge répartie  $q$  :

Pour une panne isostatique :

$$f_M = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Pour une panne continue sur trois appuis :

$$f_M = 0.41 \times \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Pour une panne continue sur quatre appuis :

$$f_M = 0.519 \times \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

**N.B. :** La mise en continuité des pannes est particulièrement intéressante lorsque le critère de flèche est prépondérant, donc pour les longues travées (au-delà de 6 m environ).

→ moment :

Le moment maximal sous l'effet d'une charge répartie  $q$  :

Pour une panne isostatique :

$$M = \frac{q \times l^2}{8}$$



Pour une panne continue sur trois appuis :

$$M = \frac{q \times l^2}{8}$$

Pour une panne continue sur quatre appuis :

$$M = 0.8 \times \frac{q \times l^2}{8}$$

**N.B :** La mise en continuité sur au moins 3 appuis diminue la valeur absolue du moment de flexion principale en travée.

### Conclusion partielle :

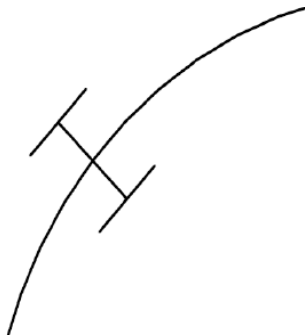
Pour le calcul on va essayer les deux variantes (panne isostatique et panne continue) pour comparer ensuite les ratios pour savoir celle la plus économique.

### 3. positionnement des pannes :

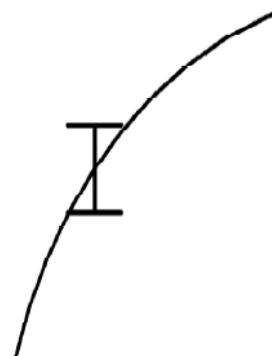
Les pannes peuvent être placées de deux manières :

-soit perpendiculairement au versant :

- soit inclinées en utilisant des cals :



**Figure II-49 : disposition des pannes perpendiculairement au versant**



**Figure II-50 : disposition verticale des pannes**

La première solution s'avère la plus judicieuse car si les pannes sont inclinées, la direction du vent sera pas perpendiculaire à la semelle supérieure ce qui engendre une flexion déviée très importante. Cette solution aussi permet d'éviter l'emploi des cals.

### Conclusion partielle :

On va adopter la solution panne perpendiculaire au versant.

## II. Sollicitations :

En fonction de l'angle  $\alpha$  que fait la tangente à l'arc au point d'intersection (arc ; panne) avec l'horizontal on calcule les projections des différentes charges sur les deux axes de la panne comme illustré sur la figure suivante :

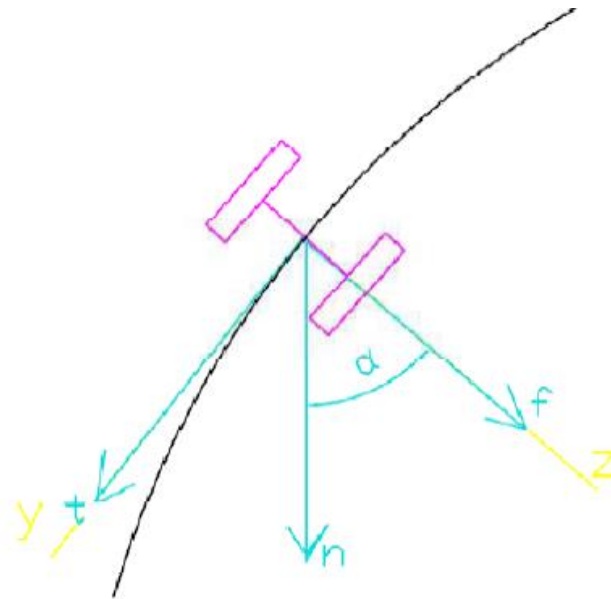


Figure II-51 : axes de projection des efforts sur la panne

Et on obtient les résultats suivants :

**1. Charges permanentes :**

Le nombre des pannes pour le grand arc est supérieur à celui du petit arc d'une unité.

- **Poids propre :**

Le poids propre varie selon le profilé choisi, on a effectué des feuilles Excel qui recalculent le poids propre à chaque fois qu'on change le profilé.

- **Poids de la couverture :**

La couverture choisie pour la nouvelle gare routière de Rabat est spéciale et elle est de 80 daN/m<sup>2</sup>. Pour l'arc principal, on retrouve :

Poids de la couverture (kg/m)	petit arc		grand arc	
Pannes	py	pz	py	pz
Sablière	129.12	27.44	131.02	16.09
Intermédiaire	265.29	118.12	288.24	35.39
Intermédiaire	234.94	170.69	276.19	89.74
Intermédiaire	194.32	215.81	253.99	140.79
Intermédiaire	145.20	251.49	222.46	186.67
Intermédiaire	89.74	276.19	182.75	225.68
Intermédiaire	30.36	288.81	136.33	256.41
Faitière	0.00	132.00	84.90	277.71
/Intermédiaire				
Faitière			0.00	132.00

Tableau II-12 : poids de la couverture

- **Poids des contreventements :**

Pour le contreventement et les éléments secondaires tels que le matériel de l'éclairage, on suppose une charge uniformément répartie de  $5 \text{ kg/m}^2$ . On obtient pour l'arc principal :

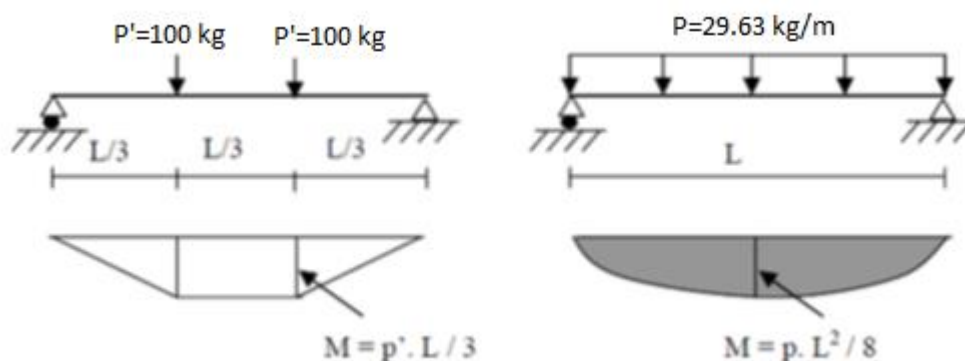
Poids des contreventements (kg/m)	petit arc		grand arc	
Pannes	cy	cZ	cy	cZ
Sablière	8.07	1.72	8.19	1.01
Intermédiaire	16.58	7.38	18.01	2.21
Intermédiaire	14.68	10.67	17.26	5.61
Intermédiaire	12.14	13.49	15.87	8.80
Intermédiaire	9.08	15.72	13.90	11.67
Intermédiaire	5.61	17.26	11.42	14.11
Intermédiaire	1.90	18.05	8.52	16.03
Faitière	0.00	8.25	5.31	17.36
/Intermédiaire				
Faitière			0.00	8.25

**Tableau II-13 : poids des contreventements**

**2. Charges d'exploitation (Montage) :**

La surcharge de montage est considérée comme une surcharge uniformément répartie de  $q=20 \text{ kg/m}^2$  ou concentrée de  $Q=100 \text{ kg}$  appliqué aux  $1/3$  et  $2/3$  des portées (selon NF P 06-001).

La charge uniformément répartie  $P$  due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux du à  $P$  et aux charges ponctuelles  $P'$ .



**Figure II-52 : convertir une charge concentrée en une charge répartie**

Pour l'arc principal, on retrouve :

Charge d'exploitation répartie (kg/m)	petit arc		grand arc	
Pannes	qy	qz	qy	qz
Sablière	32.28	6.86	32.75	4.02
Intermédiaire	66.32	29.53	72.06	8.85
Intermédiaire	58.73	42.67	69.05	22.43
Intermédiaire	48.58	53.95	63.50	35.20
Intermédiaire	36.30	62.87	55.61	46.67
Intermédiaire	22.43	69.05	45.69	56.42
Intermédiaire	7.59	72.20	34.08	64.10
Faitière /Intermédiaire	0.00	33.00	21.23	69.43
Faitière			0.00	33.00

**Tableau II-14 : charge d'exploitation répartie**

Charge d'exploitation concentrée (kg/m)	petit arc		grand arc	
Pannes	Qy	Qz	Qy	Qz
Sablière	28.98	6.16	29.41	3.61
Intermédiaire	27.07	12.05	28.18	9.16
Intermédiaire	23.97	17.42	25.91	14.36
Intermédiaire	19.83	22.02	22.70	19.05
Intermédiaire	14.81	25.66	18.65	23.03
Intermédiaire	9.16	28.18	13.91	26.16
Intermédiaire	3.10	29.47	8.66	28.33
Faitière/Intermédiaire	0.00	29.63	3.10	29.47
Faitière			0.00	29.63

**Tableau II-15 : charge d'exploitation concentrée**

**Remarque :**

Seule la charge répartie est à combiner avec le vent. L'effet de la charge concentrée à ne pas combiner avec le vent.

**3. Surcharges dues au vent :**

Tout calcul fait, on retrouve le tableau suivant des charges du vent en daN/m selon NV65 et l'Eurocode 1 pour les deux demi-arcs de l'arc principal (le petit arc au vent et le grand arc sous le vent) :

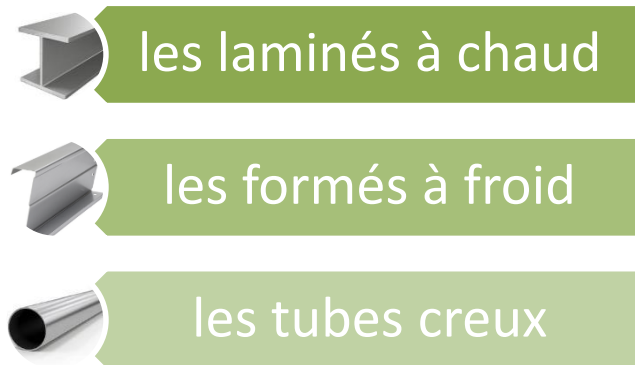
Petit arc			Grand arc		
pannes	NV65	EC1	pannes	NV65	EC1
sablière	111.13	89.14	sablière	-63.50	-63.15
inter	167.46	124.96	inter	-127.00	-143.27
inter	60.43	53.86	inter	-127.00	-165.89
inter	-92.69	-17.24	inter	-127.00	-188.51
inter	-215.09	-88.33	inter	-127.52	-211.13
inter	-266.30	-159.43	inter	-133.15	-233.75
inter	-261.18	-230.52	inter	-152.10	-256.37
faitière	-117.79	-141.92	inter	-185.38	-279.00
			faitière	-107.54	-147.98

**Tableau II-16 : charges du vent (NV65/EC1)**

On remarque que les valeurs données par l'EC1 sont plus importantes que celles données par CM66, ceci revient au critère sécuritaire de l'EC1

### III. Etude des pannes :

Pour les pannes, on peut envisager les variantes suivantes :



**Figure II-53 : variantes pour pannes**

Une première analyse de ces variantes permet d'éliminer les formés à froids car ils ne sont pas adaptés à la flexion déviée malgré leurs précieux avantages à savoir leurs faibles poids par rapport aux deux autres types.

La démarche à suivre est de commencer par un profilé laminé à chaud adapté à la flexion déviée à savoir un HEA et en effectuant plusieurs itérations on obtient la hauteur qui permet de vérifier les deux critères de résistance et de flèche, ensuite on va essayer d'optimiser cette hauteur en jouant sur le mode d'appui et la nuance d'acier selon le critère qui dimensionne. Enfin une comparaison de poids et une évaluation des différents profilés vont nous permettre de choisir entre eux.

## 1. Calcul des pannes selon CM66 :

### 1.1. Combinaisons de charges :

D'après le règlement CM66, les combinaisons de dimensionnement sont les suivantes :

Combinaison	formule
Combinaisons état limite ultime (ELU)	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$
	$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}V_t$
	$G + 1.75V_t$
	$\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(V_t + q)$
	$G + q + 1.75 V_t$
Combinaisons état limite service (ELS)	$G + Q$
	$G + q + V_t$

Tableau II-17 : combinaisons de charge CM66

Avec :

- ✓ G: Charge permanente
- ✓ Q: Charge d'exploitation(Concentrée)
- ✓ q: Charge d'exploitation(Répartie)
- ✓ Vt: Vent normal transversal

### Remarque :

Les résultats numériques des différentes combinaisons de charges présentées ci-dessus seront résumés en document annexe.

### 1.2. Vérification de la flèche (Annexe 13.93) :

On commence par la vérification de la flèche car les pannes sont d'une portée assez importante à savoir 9m.

Le calcul des sollicitations sur les pannes nous a montré qu'il s'agit d'une flexion déviée donc le profilé IPE est à éliminer dès le départ car il est plutôt utilisé en cas de flexion simple ou légèrement déviée. Donc on optera pour un profilé HEA dans un premier temps avec des pannes isostatiques.

→ **Calcul de la flèche :**

La flèche dans une direction est le résultat de l'action combinée du moment de flexion et de l'effort tranchant. Ce qui se traduit par :  $f = f_M + f_T$

Avec :

- ✓  $f_M$  flèche due au moment de flexion
- ✓  $f_T$  : flèche due à l'effort tranchant ;

On rappelle que la flèche induite par une charge uniformément répartie q, le long d'une poutre isostatique de longueur L, d'inertie I et de module d'élasticité E est de :

$$f_M = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

En ce qui concerne l'effort tranchant, sa flèche dépend de la hauteur du profilé, de la longueur de la panne ainsi que de la flèche due au moment de flexion.

$$f_T = 10 \times f_M \times \left(\frac{h}{L}\right)^2$$

Selon CM66, la flèche des pannes, due aux charges maximales non pondérées, ne doit pas excéder 1/200 de la portée. Pour résoudre le problème, on doit vérifier la condition de la flèche suivant x et suivant y.

Des feuilles d'Excel nous a permis de déterminer le profilé qui vérifie la flèche, c'est le **HEA280**

Pour ce profilé :

La flèche max est obtenue pour le couple de charge donné par la combinaison  $G + q + V_t$

$$(q_y = 440.932; q_z = 53.655) \text{ kg/m}$$

Les résultats des calculs de flèche sont récapitulés dans le tableau suivant :

qy (kg/m)	440.932
qz(kg/m)	53.655
E (Pa)	2.1E+11
Iy (cm4)	13673
Iz (cm4)	4763
fMz (mm)	1.596
fMy (mm)	37.660
fTz (mm)	0.014
fTy (mm)	0.339
fz (mm)	1.611
fy (mm)	37.999
fadm (mm)	45

**Tableau II-18 : vérification de la flèche (pannes isostatiques)**

Comme la hauteur de ce profilé (HEA 280) est grande donc n'est pas économique, on a proposé d'utiliser des pannes hyperstatiques sur quatre appuis pour le bloc principal car il contient 4 arcs, la formule utilisée pour le calcul de la flèche dans ce cas est :

$$f_M = 0.519 \times \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Et la flèche limite est de  $\frac{l}{200} = \frac{27}{200} = 0.135m$

Cela nous a permis de réduire la hauteur du **HEA à 180**

Pour ce profilé :

La flèche max est obtenue pour le couple de charge donné par la combinaison  $G + q + V_t$

$$(q_y = 412.74; q_z = 69.37) \text{ kg/m}$$



Les résultats des calculs de flèche sont récapitulés dans le tableau suivant :

qy (kg/m)	412.74
qz(kg/m)	69.37
E (Pa)	2.10E+11
Iy (cm4)	2510
Iz (cm4)	925
fMz (mm)	5.835
fMy (mm)	94.208
fTz (mm)	0.002
fTy (mm)	0.038
fz (mm)	5.837
fy (mm)	94.246
fadm (mm)	135

**Tableau II-19 : vérification de la flèche (pannes hyperstatiques)**

### 1.3. Vérification de la résistance (art 3.221) :

La panne étant soumise à une flexion déviée, D'après CM66, article 3,221, on a la contrainte :

$$\sigma = \sigma_y + \sigma_z$$

Avec :

$$\sigma = \frac{M}{I/V}$$

Pour des pannes isostatiques, et pour une nuance d'acier de 24 daN/mm<sup>2</sup>

Les moments sont calculés comme suit :

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

Ainsi le profilé qui vérifie la condition de résistance  $\sigma_y + \sigma_z \leq \sigma_e$  est **HEA 260**.

Le tableau résumant les résultats de calcul est le suivant :

q <sub>y</sub> (kg/m)	583.081
q <sub>z</sub> (kg/m)	84.517
M <sub>y</sub> (kg.m)	5903.694
M <sub>z</sub> (kg.m)	855.734
Iz/vz (cm3)	282
Iy/vy (cm3)	836
σ (daN/mm <sup>2</sup> )	21.96
σ <sub>e</sub> (daN/mm <sup>2</sup> )	24

**Tableau II-20 : vérification de la résistance (pannes isostatiques et E24)**

Pour réduire cette hauteur assez importante, on a proposé dans un premier temps d'augmenter la nuance d'acier à 36 daN/mm<sup>2</sup>, ce qui nous a permis de réduire la hauteur du profilé à **HEA 220**.

Le tableau résumant les résultats de calcul est le suivant :

$q_y$ (kg/m)	560.256
$q_z$ (kg/m)	91.933
$M_y$ (kg.m)	5672.588
$M_z$ (kg.m)	930.825
$I_z/v_z$ (cm <sup>3</sup> )	178
$I_y/v_y$ (cm <sup>3</sup> )	515
$\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )	33.68
$\sigma_e$ (daN/mm <sup>2</sup> )	36

**Tableau II-21 : vérification de la résistance (pannes isostatiques et E36)**

Dans un deuxième temps, on a essayé des pannes hyperstatiques sur quatre appuis, les moments sont réduits de 20%.

Pour l'acier 24 daN/mm<sup>2</sup> : HEA220

Le tableau résumant les résultats de calcul est le suivant :

$q_y$ (kg/m)	51.729
$q_z$ (kg/m)	492.17
$M_y$ (kg.m)	419.007
$M_z$ (kg.m)	3986.581
$I_z/v_z$ (cm <sup>3</sup> )	515
$I_y/v_y$ (cm <sup>3</sup> )	178
$\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )	23.21
$\sigma_e$ (daN/mm <sup>2</sup> )	24

**Tableau II-22 : vérification de la résistance (pannes hyperstatiques et E24)**

Pour l'acier 36 daN/mm<sup>2</sup> : HEA200

Le tableau résumant les résultats de calcul est le suivant :

$q_y$ (kg/m)	50.572
$q_z$ (kg/m)	481.164
$M_y$ (kg.m)	409.637
$M_z$ (kg.m)	3897.432
$I_z/v_z$ (cm <sup>3</sup> )	389
$I_y/v_y$ (cm <sup>3</sup> )	134
$\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )	30.138
$\sigma_e$ (daN/mm <sup>2</sup> )	36

**Tableau II-23 : vérification de la résistance (pannes hyperstatiques et E36)**

#### 1.4. Récapitulatif et analyse :

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau suivant :

isostatique			hyperstatique		
ELU	ELS		ELU	ELS	
nuance 36	nuance 24		nuance 36	nuance 24	
HEA 220	HEA 260	HEA 280	HEA 200	HEA 220	HEA 180

**Tableau II-24 : résultats pour les HEA**

Pour optimiser le poids de ces profilés, on va utiliser les tubes qui présentent en plus de l'avantage du faible poids, des inerties égales par rapport aux deux axes.

En suivant la même démarche utilisée pour les profilés laminés (avec quelques modifications données par le CM66 pour les tubes pour le calcul de la hauteur équivalente), on retrouve les résultats suivants :

isostatique			hyperstatique		
ELU	ELS		ELU	ELS	
nuance 36	nuance 24		nuance 36	nuance 24	
TRON 323.9X4	TRON 323.9X6	TRON 323.9	TRON 273X5	TRON 323.9X4	TRON 152.4X5

**Tableau II-25 : résultats pour les tubes circulaires**

Et afin de faciliter l'assemblage, on a proposé d'utiliser des tubes carrés, la même démarche nous a fourni les résultats suivants :

isostatique			hyperstatique		
ELU	ELS		ELU	ELS	
nuance 36	nuance 24		nuance 36	nuance 24	
TCAR 200x200x6	TCAR 300x300x8	TCAR 300x300x8	TCAR 200x200x5	TCAR 200x200x8	TCAR 140x140x4

**Tableau II-26 : résultats pour les tubes carrés**

Remarque :

Une première analyse de ces tableaux nous permet de trancher sur la solution hyperstatique avec une nuance d'acier de 36 daN/mm<sup>2</sup>

On procède ensuite à une comparaison des poids pour les trois sous variantes :

profilé	poids (kg/m)	longueur (m)	poids (kg)
HEA 200	43.2	1035	44712
TRON 273x5	33.03	1035	34186.05
TCAR 200X5	30.11	1035	31163.85

**Tableau II-27 : comparaison entre les poids des différentes sous-variantes**

⇒ Les tubes carrés présentent le minimum de poids.

**Remarque :**

La tâche de l'ingénieur est d'optimiser au maximum les sections et les poids. L'analyse des tableaux qui donnent les différentes charges à savoir la charge permanente, la charge d'exploitation et la charge du vent, nous a permis de remarquer que pour les pannes sablières la charge permanente est prépondérante suivant l'axe y alors que la charge du vent est prépondérante suivant l'axe z alors que pour les pannes faitières la majorité des charges sont appliquées suivant l'axe z. donc une distinction entre les deux types s'avère nécessaire. D'où la création de deux familles de pannes : la 1ere famille contient l'ensemble des pannes sablières et pannes situées à coté pour lesquelles l'utilisation des tubes carrés est plus économique, alors que la deuxième famille contient les pannes faitières qui se trouvent en haut de l'arc et celles à coté pour lesquelles l'utilisation des profilés laminés HEA est plus économique

Conclusion :

On a trois solutions à comparer avec des pannes hyperstatiques, et une nuance d'acier 36 daN/mm<sup>2</sup> :

- des HEA200 pour l'ensemble des pannes ;
- des TCAR200x200x5 pour l'ensemble des pannes ;
- des TCAR200x200x5 pour la 1ere famille et des HEA200 pour la deuxième famille

À condition de vérifier le cisaillement, le flambement et le déversement de ces profilés.

**1.5. Vérification du cisaillement (art 1.313) :**

Pour vérifier la pièce au cisaillement, le règlement CM66 impose la vérification suivante :

$$1.54 \times \tau < \sigma_e$$

Pour les HEA 200 :

On suppose que l'effort de cisaillement de la charge suivant l'axe z est pris par l'âme du profilé et l'effort de cisaillement de la charge suivant l'axe y est pris par ses semelles.

La surface de l'âme, ainsi que de la semelle est de :

$$A_a = (h - 2 \times t_f) \times t_w = 1105 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 \times b \times t_w = 4000 \text{ mm}^2$$

Et l'effort de cisaillement maximal pour une panne hyperstatique HEA200 sur 4 appuis est :

$$V_y = 1.1 \times q_y \times l = 500.66 \text{ daN}$$

$$V_z = 1.1 \times q_z \times l = 4763.52 \text{ daN}$$

Donc :

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_s} = 0.125 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_a} = 4.31 \text{ daN/mm}^2$$

D'où :

$$1.54 \times \tau = 1.54 \times \sqrt{(\tau_y^2 + \tau_z^2)} = 6.64 \text{ daN/mm}^2 < 36 \text{ daN/mm}^2$$

On remarque que  $\tau$  est nettement inférieur à  $\tau_{adm}$ , donc la résistance au cisaillement est bien vérifiée.

Remarque :

Dans la plupart des cas, la vérification au cisaillement est vérifiée pour les profilés laminés dès que la vérification au moment fléchissant est satisfaite.

Pour les TCAR 200x200x5 :

On suppose que l'effort de cisaillement de la charge suivant l'axe z est pris par la somme des sections des âmes du profilé et l'effort de cisaillement de la charge suivant l'axe y est pris par la somme des section des semelles.

La surface de l'âme, ainsi que de la semelle est de :

$$A_a = (h - 2 \times t_f) \times t_w = 2000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2 \times b \times t_w = 2000 \text{ mm}^2$$

Et l'effort de cisaillement maximal pour une panne hyperstatique HEA200 (l=9m) sur 4 appuis est :

$$V_y = 1.1 \times q_y \times l = 500.66 \text{ daN}$$

$$V_z = 1.1 \times q_z \times l = 4763.52 \text{ daN}$$

Donc :

$$\tau_y = \frac{V_y}{A_s} = 0.25 \text{ daN/mm}^2$$

$$\tau_z = \frac{V_z}{A_a} = 2.38 \text{ daN/mm}^2$$

D'où :

$$1.54 \times \tau = 1.54 \times \sqrt{(\tau_y^2 + \tau_z^2)} = 3.69 \text{ daN/mm}^2 < 36 \text{ daN/mm}^2$$

Donc la résistance au cisaillement est bien vérifiée.



#### 1.6. Vérification du déversement (art 3.611) :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser mais vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée. Donc on va vérifier le déversement pour la semelle inférieure uniquement.

On calcule tout d'abord la contrainte de non déversement. Aucune vérification du déversement n'est nécessaire si la membrure comprimée supposée isolée peut résister au flambement latéral provoqué par la contrainte de flexion simple engendrée par les forces appliquées, ( $\sigma_d > \sigma_e$ ) ; parce qu'il y aura le risque de rupture par dépassement de contrainte avant le déversement. D'après CM 66, art. 3,611, on calcule la contrainte de non-déversement par :

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_z \times h^2}{I_y \times l^2} (D - 1) BC$$

+ Coefficient D : Pour tenir compte des dimensions de la pièce.

D'après CM66, art.3.641, le coefficient D est donné en fonction des dimensions :

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \frac{J}{I_z} \times \frac{l^2}{h^2}}$$

Selon l'annexe 13.601 de CM66, le moment d'inertie de torsion pour une section en I est :

$$J = 1,25 \sum \frac{be^3}{12}$$

On a donc :  $J=18.61cm^4$  et  $D=4.1$ .

+ Coefficient C : Pour tenir compte de la répartition longitudinale des charges.

D'après CM66, art.3.642 le coefficient C est donné en fonction de la répartition des charges et des conditions aux appuis. La panne est simplement appuyée avec une charge uniformément répartie, on a donc :  $C=1.132$

+ Coefficient B : Pour tenir compte niveau d'application des charges.

D'après, CM66, art3.643-2 le coefficient B qui dépend du niveau d'application de la charge, est donné par :

$$B = \sqrt{1 + (0.405 \frac{\beta C}{D})^2} - 0.405 \frac{\beta C}{D}$$

Le coefficient  $\beta$  est donné en fonction du mode d'appui et de la répartition des charges, on a :  $\beta = 1$  Donc :  $B=0.895$

On obtient finalement :  $\sigma_d=17.23dan/mm^2 < \sigma_e=36dan/mm^2$

Donc la vérification de déversement est nécessaire.

La condition à vérifier pour que la panne (semelle inférieure) ne se déverse pas se traduit par l'inéquation suivante :

$$k_d \times \sigma_f < \sigma_e$$

Avec :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)}$$

L'élancement est déterminé par :

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \frac{I_y}{I_z} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

Le coefficient de flambement  $k_0$  est donné dans le tableau (annexe 13,411 du CM66) en fonction de l'élancement. Soit :  $k_0 = 2.605$ .

Par conséquent, le coefficient de déversement est égal à 1.47.

On a donc :  $k_d \times \sigma_f = 44.4 \text{ daN/mm}^2 > 36 \text{ daN/mm}^2$

Donc, la condition du déversement n'est donc pas vérifiée.

Dans ce cas l'utilisation de liernes s'avère intéressante en ce sens qu'elles ne sont pas onéreuses et permettent de réduire la longueur de déversement.

Conséquence d'ajout des liernes :

Tout d'abord, on utilise une lierne placée au milieu de la panne. La longueur de déversement est ainsi divisée par deux. Soit  $L_d = 13.5 \text{ m}$ . Les résultats de cette dernière modification sont présentés comme suit :

A.N :  $\lambda_0 = 49.537$

Le coefficient de flambement  $k_0$  est donné dans le tableau (annexe 13,411 du CM66) en fonction de l'élancement. Soit :  $k_0 = 1.117$ .

Par conséquent, le coefficient de déversement est égal à 1.034.

On a donc :  $k_d \times \sigma_f = 31.15 \text{ daN/mm}^2 < 36 \text{ daN/mm}^2$

Finalement :

⇒ la condition du déversement **est donc vérifiée**.

### Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes. Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et puisqu'on est en présence des portiques en arc, L'effet de la charge perpendiculaire à l'âme de la panne devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses. La solution consiste à réduire la portée transversale en les reliant entre elles par des liernes situés à  $(L/2)$ .

Ces liernes, reliés entre elles au niveau du faîtage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

Pour notre projet : (ajout d'une seule liernes en L/2)

✓ Dimensionnement des liernes: On s'est contenté d'appuyer la membrure comprimée de la poutre par des liernes, même si une légère rotation de la section est toujours possible mais on peut généralement la négliger. Et ces appuis latéraux doivent être dimensionnés pour reprendre une force de déviation due à au déversement de l'ordre de 2% de l'effort normal de compression dans la semelle.

Donc :

$$N = 0.02 \times \sigma_{max} \times b \times t_f = 1205.53 \text{ daN}$$

Pour reprendre cet effort, une section  $A = \frac{N}{\sigma_e} = 33.487 \text{ mm}^2$  est requise.

Avec :

$$A = \pi \times \frac{\phi^2}{4}$$

Donc :  $\phi_{min} = 6.53 \text{ mm}$

On prend des liernes de :  $\phi = 14 \text{ mm}$

#### 1.7. Vérification du flambement (art 3.5) :

✓ Pour les HEA200 :

Le vent longitudinal total est de 8068.784 daN, sachant que les pannes qui se trouvent à l'extrémité sont sollicitées de la moitié des charges qui sollicitent les pannes intermédiaires.

Soit une panne intermédiaire chargé par un effort normal de  $N = \frac{8068.784}{17} = 474.63 \text{ daN}$

La contrainte de compression est calculé par :  $\sigma = \frac{N}{A} = \frac{474.63}{0.00538} = 0.088 \text{ daN/mm}^2$

La contrainte critique d'Euler est donnée par la formule :

$$\sigma_{cr,x} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{l_f^2 \times A} = 1.95 \text{ daN/mm}^2 \quad \text{Et} \quad \sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{l_f^2 \times A} = 0.71 \text{ daN/mm}^2$$

$$\mu_x = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma} = 22.115 \quad \text{Et} \quad \mu_y = \frac{\sigma_{cr,y}}{\sigma} = 8.003$$

$$k_{1,x} = \frac{\mu_x + 0.03}{\mu_x - 1.3} = 1.064 \quad \text{Et} \quad k_{1,y} = \frac{\mu_y + 0.03}{\mu_y - 1.3} = 1.198$$

$$k_{f,x} = \frac{\mu_x}{\mu_x - 1.3} = 1.062 \quad \text{Et} \quad k_{f,y} = \frac{\mu_y}{\mu_y - 1.3} = 1.194$$

$$k_{1,x} \times \sigma + k_{f,x} \times \sigma_{f,x} = 1.213 \text{ daN/mm}^2 < 36 \text{ daN/mm}^2$$

$$k_{1,y} \times \sigma + k_{f,y} \times \sigma_{f,y} = 34.832 \text{ daN/mm}^2 < 36 \text{ daN/mm}^2$$

Donc la condition du flambement (formule enveloppe) est vérifiée dans les deux plans.

✓ Pour les TCAR 200x200x5 :

Les contraintes critiques d'Euler pour les tubes sont :

$$\sigma_{cr,x} = \sigma_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{l_f^2 \times A} = 1.803 \text{ daN/mm}^2$$

$$\mu_x = \mu_y = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma} = 14.813$$

$$k_{1,x} = k_{1,y} = \frac{\mu_x + 0.03}{\mu_x - 1.3} = 1.098$$

$$k_{f,x} = k_{f,y} = \frac{\mu_x}{\mu_x - 1.3} = 1.096$$

$$k_{1,x} \times \sigma + k_{f,x} \times \sigma_{f,x} = k_{1,y} \times \sigma + k_{f,y} \times \sigma_{f,y} = 34.925 \text{ daN/mm}^2 < 36 \text{ daN/mm}^2$$

Donc la condition du flambement (formule enveloppe) est vérifiée dans les deux plans.

Conclusion partielle :

Donc la solution qui consiste à utiliser des pannes hyperstatiques, avec une nuance d'acier 36 daN/mm<sup>2</sup>, des tubes 200x200x5 pour la 1ere famille et des HEA200 pour la deuxième famille, est bien vérifiée.

Conclusion : les trois solutions à savoir :

- des HEA200 avec liernes pour l'ensemble des pannes ;
- des tubes 200x200x5 pour l'ensemble des pannes ;
- des tubes 200x200x5 la 1ere famille et des HEA200 avec liernes pour la deuxième famille,

Sont bien vérifiées.

Les tubes sont très chers en comparaisons aux profilés laminés, donc ce qu'on va gagner en terme de poids on va le perdre en terme de coût, donc la deuxième solution est à éliminer. Et pour des raisons de standardisation et d'exécution et de coût, on élimine la troisième variante, donc la variante la plus adapté est la première ; des HEA200 avec liernes pour l'ensemble des pannes.

## 2. Calcul des pannes selon EUROCODE III (partie 1-1) :

### 2.1. Combinaisons de charges :

Les différentes combinaisons données par l'Eurocode III peuvent être présentées dans le tableau suivant :

Combinaison	formule
<b>Combinaisons état limite ultime (ELU)</b>	$1.35 G + 1.5 Q$
	$1.35 G + 1.5 V_t$
	$G + 1.5 V_t$
	$1.35 G + 1.5 V_t + 1.35 q$
	$G + 1.5 q + 1.75 V_t$
<b>Combinaisons état limite service (ELS)</b>	$G + Q$
	$G + V_t$
	$G + 0.9 (q + V_t)$

**Tableau II-28 : combinaisons de charges EC1**

### Remarque :

Les résultats numériques des différentes combinaisons de charges présentées ci-dessus seront résumés en document annexe.

### 2.2. Classification des sections :

L'Eurocode III a instauré une classification des sections transversales en fonction de plusieurs critères :

- résistance de calcul ;
- élancement des parois ;
- capacité de rotation plastique ;
- risque de voilement local ;

Quatre classes de section ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la plus fragile) :

+ **Classe 1** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.

+ **Classe 2** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.

+ **Classe 3** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local.

+ **Classe 4** : sections transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

Dans cette partie, nous allons vérifier le **HEA200 pour des pannes hyperstatiques et une nuance d'acier 36 daN/mm<sup>2</sup>** (résultat du dimensionnement par le CM66).

**Pour l'âme :**

On a :  $h=0.19m$  ;  $a=6.5mm$  ;  $e=10mm$  (Selon catalogue des profilés)

Alors :  $\frac{h-2e}{a} = 26.154 < 72$  (Selon Tableau 5.3.1 de l'EC3)

Par conséquent, l'âme est de **classe1**.



**Pour la semelle :**

On a :  $b=0.2m$

Alors :

$$\frac{\left(\frac{b}{2}\right)}{e} = 10 \leq 10 \quad (\text{Selon Tableau 5.3.1 de l'EC3})$$

Par conséquent, la semelle est de **classe1**.

Finalement, la section globale étant de classe1, le calcul peut être mené en plasticité.

### 2.3. Vérification de la résistance (EC3, Art 6.2.5) :

Dans notre cas (Section de classe1) nous devons vérifier la condition suivante :

$$\left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\beta < 1$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

✓ Pour les sections en I et en H :  $\alpha=2$  et  $\beta=5n \geq 1$  où :  $n = \frac{N}{N_{pl}}$

La majorité des pannes ne sont soumises à aucun effort normal (contreventement). Dans ce cas,  $N=0$  et donc :  $\beta=1$ .

✓ Les moments plastiques se calculent de la façon suivante :  $M_{pl} = \sigma_e \times w_{pl}$

Avec :  $w_{pl}$  est donné par le catalogue des profilés.

Finalement les résultats peuvent être présentés dans le tableau suivant :

<b><math>M_y</math> (kg.m)</b>	<b>414.6</b>
<b><math>M_z</math> (kg.m)</b>	<b>3944.658</b>
<b><math>I_y/v_y</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>389</b>
<b><math>I_z/v_z</math> (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>134</b>
<b><math>M_{pl,y}</math> (kg.m)</b>	<b>4824</b>
<b><math>M_{pl,z}</math> (kg.m)</b>	<b>14004</b>

**Tableau II-29 : vérification de la résistance (pannes hyperstatiques et E36)**

Ainsi : 
$$\left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\beta = 0.698 < 1$$

⇒ La condition de résistance est **bien vérifiée avec HEA200**.

### 2.4. Vérification de la flèche (EN 1990 — Annexe A1.4) :

Le calcul de flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de service (non pondérées).

Les charges les plus défavorables à prendre en compte sont données par la combinaison :  $G + 0.9 (q + V_t)$

$$q_y = 381.03 \text{ daN/m}$$

$$q_z = 282.106 \text{ daN/m}$$

La flèche est ensuite calculée par la formule suivante car il s'agit d'une poutre continue sur quatre appuis :

$$f_M = 0.519 \times \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

On retrouve ainsi :

$$f_y = 6.05 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.62 \text{ cm}$$

Avec :  $f_{adm} = \frac{L}{200} = 13.5 \text{ cm}$

La flèche selon y et z est bien **vérifiée**.

### 2.5. Vérification du cisaillement (EC3, Art 6.2.6) :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{zsd} \leq V_{plz,Rd} = A_{vz} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{MO}} \quad \text{Et} \quad V_{ysd} \leq V_{ply,Rd} = A_{vy} \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{MO}}$$

Avec :

$\gamma_{MO}$  : Facteur de résistance, pour les structures métalliques, sa valeur est prise égale à 1.1.

$f_y = 355 \text{ Mpa}$ : Limite d'élasticité.

$A_v$  : Aire de la section de l'âme

Pour HEA 200 :

$$V_{ysd} = 3772.197 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 74530.67 \text{ daN}$$

$$V_{zsd} = 2792.849 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 20589.1 \text{ daN}$$

Donc le cisaillement est largement vérifié.

### 2.6. Vérification du déversement (EC3, Art 6.3.2) :

Le moment de flexion maximale à ne pas dépasser est :

$$M_f \leq \chi_{LT} \beta_w W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_w=1$  : Pour les sections de Classe 1 ou 2.

$\chi_{LT}$  : est le coefficient de réduction pour le déversement, qui est fonction de l'élancement réduit  $\lambda_{LT}$  de l'élément vis-à-vis du déversement et qui a pour valeur :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}} < 1$$

Où :

$$\Phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

Avec :  $\alpha_{LT}=0.21$  pour les profils laminés, et :

$$\bar{\lambda}_{LT}^* = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\beta_w)^{0.5}$$

Où :  $\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 93,3 \varepsilon \quad (\varepsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0.5})$

Et pour les poutres à section transversale constante et doublement symétriques, notamment les profils laminés I et H, l'élancement réduit peut être déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left( 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right)}}$$

Avec  $C_1$  est donné par le tableau suivant :

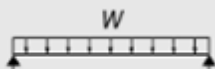

Load and support conditions	Bending moment diagram	Value for $k_z$	Value for coefficient		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1.0 0.5	1.132 0.972	0.459 0.304	0.525 0.980

Tableau II-30 : Coefficient  $C_1$

Et :  $i_z=4.98cm$  et  $t_f=10mm$  (Selon catalogue des profilés)

Les résultats peuvent être présentés comme suit :

$\alpha_{LT}$	$\beta_w$	$\epsilon$	$C_1$	$\lambda_{LT}$	$\lambda_1$	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\Phi_{LT}$	$\chi_{LT}$
<b>0.21</b>	1.00	0.989	1.132	72.273	92.323	0.783	0.868	0.805

Tableau II-31 : vérification de déversement (pannes hyperstatiques et E36)

Alors :  $M_f = M_z = 3944.658 \text{ daN.m} < \chi_{LT} \beta_w W_{pl, Z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 6472.095 \text{ daN.m}$

⇒ Le déversement est alors vérifié avec HEA200.

### 3. Comparaison :

Après avoir calculé les pannes selon CM66 et selon EUROCODE III, nous constatons qu'avec **CM66** les conditions de résistance, de flèche et de déversement seront vérifiées en utilisant des HEA200 avec liernes, tandis qu'avec l'**EUROCODE III** les conditions de résistance, de flèche et de déversement seront vérifiées en utilisant uniquement des **HEA200**.

#### 4. Conclusion :

Le choix final, pour notre projet, est d'opter pour des pannes hyperstatiques, avec une nuance d'acier 36 daN/mm<sup>2</sup>, et des HEA200 avec liernes.

### IV. Système de contreventement :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour rôle d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

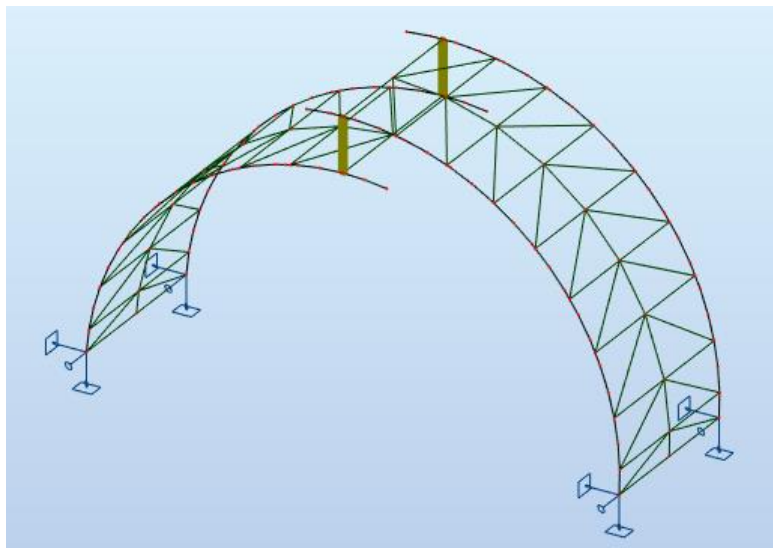
Ils sont disposés en toiture, et doivent reprendre les efforts du vent longitudinal. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive.

Ils sont de plusieurs types :

- Croix de Saint André
- Treillis en N, V, K
- Panneaux rigides

On choisit pour notre cas un contreventement en V avec montant qui sera modélisé sur le logiciel ROBOT d'où on va tirer l'effort maximal dans les barres du contreventement pour les dimensionner.

La modélisation sur le logiciel Robot donne la figure suivante :



**Figure II-54 : système de contreventement**

L'effort maximum de traction a pour valeur 5 KN alors que l'effort maximal de compression est de 4.5 KN.

→ **Dimensionnement :**

La diagonale la plus sollicitée a un effort de traction égal à 5 KN, cette valeur n'est pas pondérée. C'est clair que la valeur maximale sera obtenue pour le vent extrême

On a donc :  $N_{max} = 1.75 \times 5 = 8.75$  KN

La contrainte de traction est donnée, pour les charpentes courantes par :

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A_{nette}} = \frac{N_{max}}{0.85 * A_{brute}}$$

On doit vérifier que :  $\sigma \leq \sigma_e$

D'où :  $A_{brute} \geq \frac{N_{max}}{0.85 \times \sigma_e} = 28.59 \text{ mm}^2$

Pour CAE 75x75x7 on a :  $A_{brute} = 1010 \text{ mm}^2 > 28.59 \text{ mm}^2$

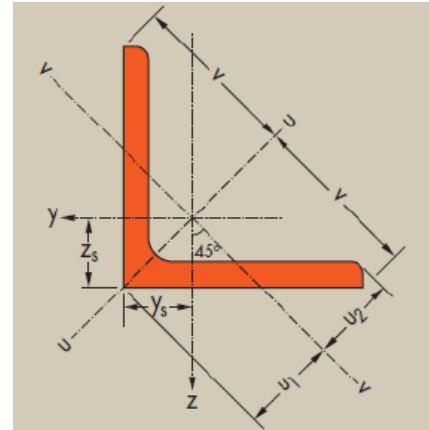


Figure II-55 : les axes d'une cornière

Les caractéristiques de la section des barres choisies sont les suivantes :

A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>z</sub> =I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>v</sub> (cm <sup>4</sup> )
10.1	2.28	1.46

Tableau II-32 : caractéristiques de la section des barres choisies

On va dimensionner les diagonales sous l'effort de compression pour résister au flambement.

On a :  $l_f = 5.49$  m.

$$l_f = \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + e^2} = 5.49 \text{ m}$$

La contrainte due à l'effort de compression (Vent longitudinal extrême) est donnée par :

$$\sigma = 1.75 \times \frac{N}{A}$$

**Vérification dans le plan y-y et z-z :**

On obtient les résultats suivants :

$l_f$ (m)	i (cm)	$\lambda$	k	$\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )	$k\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )
5.49	2.28	190.79	9.1	0.87	7.88

Tableau II-33 : vérification du flambement dans le plan y-y et z-z

La condition  $k\sigma < \sigma_e$  est bien vérifiée.



### Vérification dans le plan v-v :

On obtient les résultats suivants :

$l_f$ (m)	i (cm)	$\lambda$	k	$\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )	$K\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )
5.49	1.46	297.94	20.29	0.87	17.58

**Tableau II-34 : vérification du flambement dans le plan v-v**

La condition  $k\sigma < \sigma_e$  ; est bien vérifié

→ **Conclusion :**

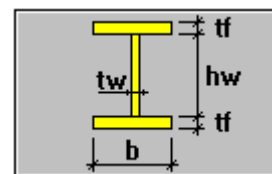
Le choix final, pour notre projet, est d'opter pour des **cornières CAE 75x75x7**.

## V. Etude du portique :

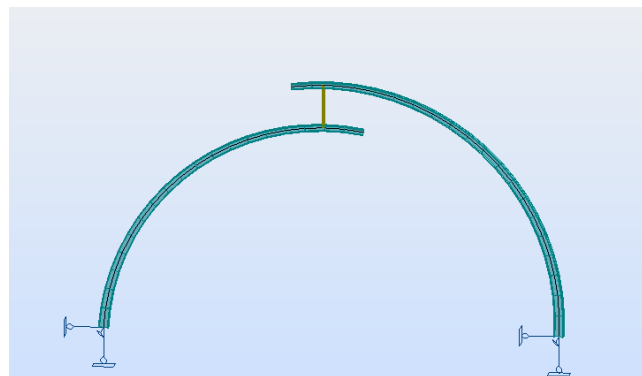
→ Modélisation par robot :

On modélise les poutres en arc sur le Logiciel tout en choisissant des profilés en I à inertie variable ayant les propriétés suivantes :

Dimensions (cm)		
	Origine	Extrémité
b =	60.0	40.0
hw =	50.0	30.0
tw =	1.0	0.8
tf =	5.0	2.0



**Figure II-56 : caractéristiques du portique**



**Figure II-57 : Modélisation de poutres en arc à inertie variable**

### Remarque :

La jonction entre les deux arcs est modélisée par des liaisons rigides.

⇒ Le profilé choisit a été bien vérifié par le Logiciel de calcul.

- A l'ELU :

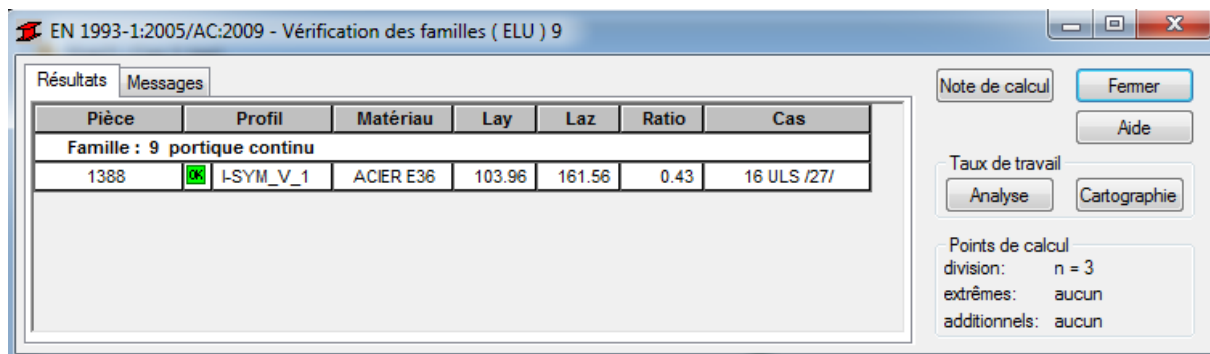


Figure II-58 : vérification du profilé choisi par Robot

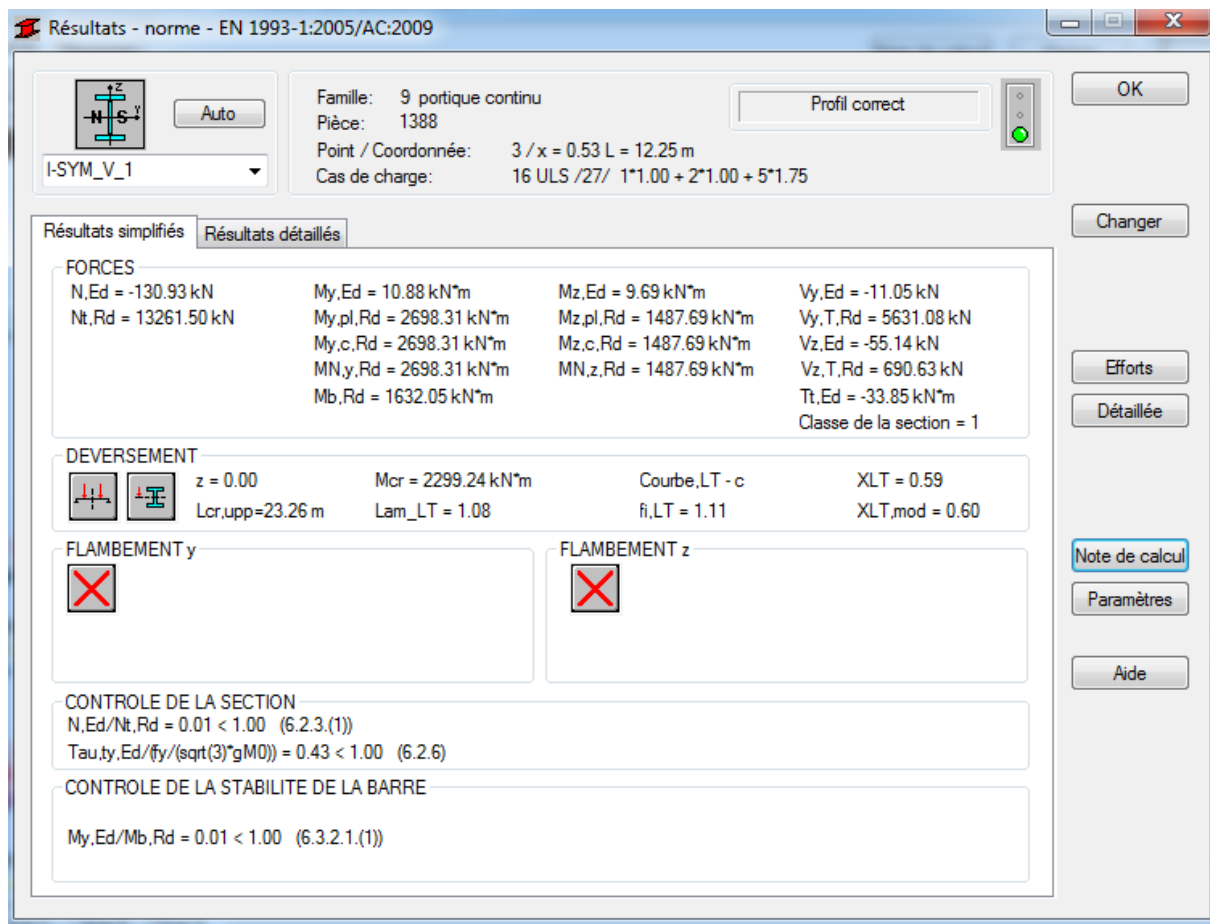


Figure II-59 : vérification à l'ELU du profilé (note de calcul)

- A l'ELS :

EN 1993-1:2005/AC:2009 - Vérification des familles ( ELS ) 9

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
Famille : 9 portique continu						
1409	I-SYM_V_1	ACIER E36	0.03	19 SLS /5/	0.03	19 SLS /5/

Points de calcul  
division: n = 3  
extrêmes: aucun  
additionnels: aucun

Figure II-60 : vérification à l'ELS du profilé (note de calcul)

## VI. Conclusion du chapitre :

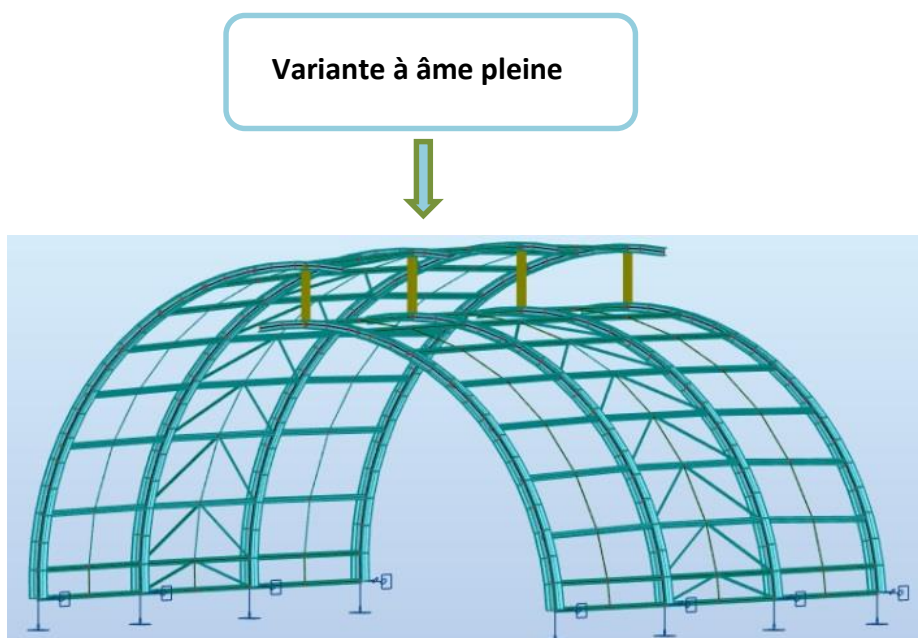


Figure II-61 : modélisation du Bloc central sur Robot

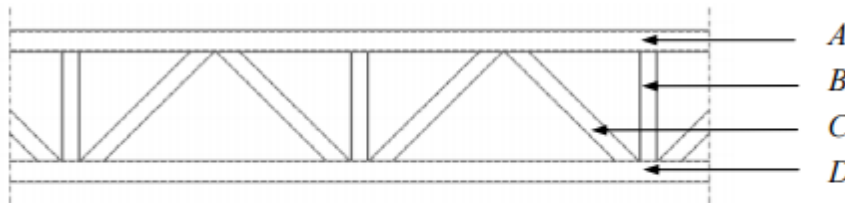
Ame pleine				
total Bloc central	Panne	Contreventement	Lierne	Arc
	HEA 200	CAE 75*7	ROND 14	INERTIE VAR

Tableau II-35 : résultats de dimensionnement

## Chapitre IV : Variante en treillis plan

Vu que les sections obtenues en variante à âme pleine sont grandes avec un poids très important en plus des grandes portées et du problème de cintrage des profilés, on a songé à utiliser le treillis plan dans un 1<sup>er</sup> temps.

Une poutre à treillis est une poutre à âme ouverte. Elle est formée d'un agencement triangulaire d'éléments linéaires dotée de membrures parallèles (l'équivalent des semelles), d'un mélange de diagonales et de montants éventuellement qui forment l'âme. Plusieurs dispositions sont possibles.



Légende : A – Membrure supérieure, B – Montant, C – Diagonale, D – Membrure inférieure

**Figure II-62 : Eléments constitutifs d'une poutre à treillis**

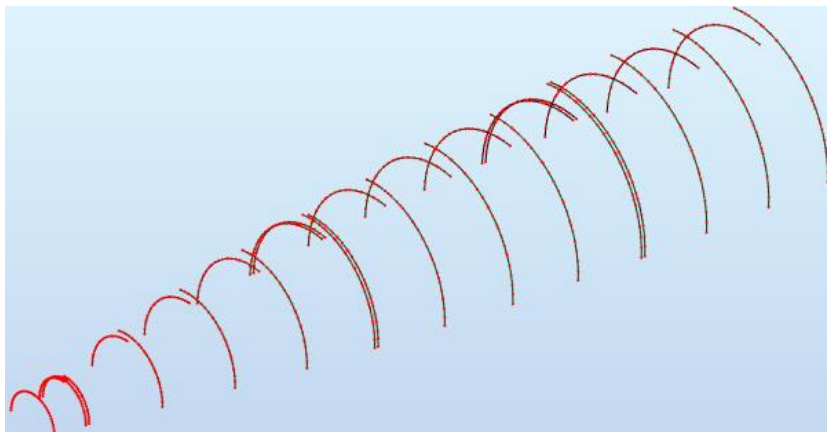
Ce type de portique peut convenir à notre structure vu ses avantages :

- Plus léger que la variante à âme pleine
- Facilité de montage
- Economie de matériaux
- Passage souple de gaines et de tuyauterie.

### 1. Tramage des portiques :

Il s'agit d'une gare routière dont l'espacement entre les poteaux au sous-sol est fixé à 9m afin de faciliter la circulation des cars donc on prévoit des portiques espacés également de 9m

La modélisation des arcs sur Robot est la suivante vue la symétrie de notre structure on ne présentera que la moitié avec des joints de dilatation car la longueur de la structure est très importante :



**Figure II-63 : Tramage des portiques**

## 2. Choix du type de treillis :

Selon la disposition des barres, on distingue les systèmes de triangulation suivants :

- Treillis type Town



**Figure II-64 : maille type Town**

- Treillis type Town double



**Figure II-65 : maille type Town double**

- Treillis en K



**Figure II-66 : maille en K**

- Treillis en V



**Figure II-67 : maille en V**

- Treillis en V avec montant



**Figure II-68 : maille en V avec montant**

- Treillis en X



**Figure II-69 : maille en X**

- Treillis type Howe



**Figure II-70 : maille type Howe**

Pour des raisons de simplicité, on choisit un treillis en V avec montant pour les pannes et les arcs du portique afin de conserver l'aspect esthétique et cohérent de la toiture.



### 3. Choix de la maille :

On a essayé plusieurs mailles pour optimiser le plus en terme de poids par mètre carré et on a opté enfin pour une maille de hauteur 1.5m et de dimension horizontale 3m.

### 4. Type de profilé :

- **Profilés à larges ailes HEA, HEB et HEM :**

Ces profilés conviennent aux sollicitations excentrées (flexion simultanée selon les deux axes). A larges ailes, ils sont également capables de supporter des efforts normaux importants et l'épaisseur de leurs ailes permettent d'éviter le voilement local.

- **Profilés normaux INP et UNP :**

Plus avantageux que les profilés à ailes inclinées, ils conviennent aux constructions soudées mais rarement employés pour les constructions boulonnées.

- **Profilés à ailes parallèles IPE, UPE :**

Les profilés IPE ont une section élancée et sont surtout employés comme poutres sollicitées en flexion (en raison de l'étroitesse de leurs ailes, ils conviennent moins comme barres comprimées).

Les profilés UPE sont parfois employés par paires ce qui évite les torsions provoquées par leur asymétrie.

- **Ronds et carrés :**

Utilisés principalement comme tirants dans le cas de larges sections, aussi en compression par exemples dans les poteaux mixtes (protection incendie).

- **Profils creux (carrés rectangulaires et ronds) :**

Utilisés principalement comme poteaux et pour des treillis car idéals pour les sollicitations centrées. Ils présentent des rigidités axiales et flexionnelles favorables pour résister au flambage dans les deux plans.

Comparés aux profilés HEA, les profils creux ont une superficie légèrement plus réduite (moins à peindre). Leur diamètre extérieur reste le même, indépendamment de l'épaisseur de leur paroi. Ainsi vu qu'on aura des efforts de traction et compression dans les barres de treillis, le choix reste entre les profils ronds et carrés et les profils creux, nous opterons donc dans un soucis d'alléger la structure pour des **profilés ronds creux pour ce qui est des membrures et diagonales**.

### 5. Systèmes de contreventement :

Le contreventement est l'ensemble d'éléments prévus pour reprendre l'effet du vent sur l'ouvrage et l'acheminer vers le sol. On distingue 3 types de contreventement, X, K, et V.

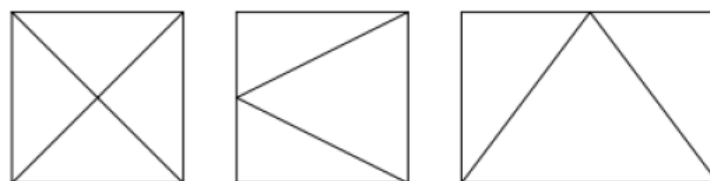


Figure II-71 : types de maille de contreventement

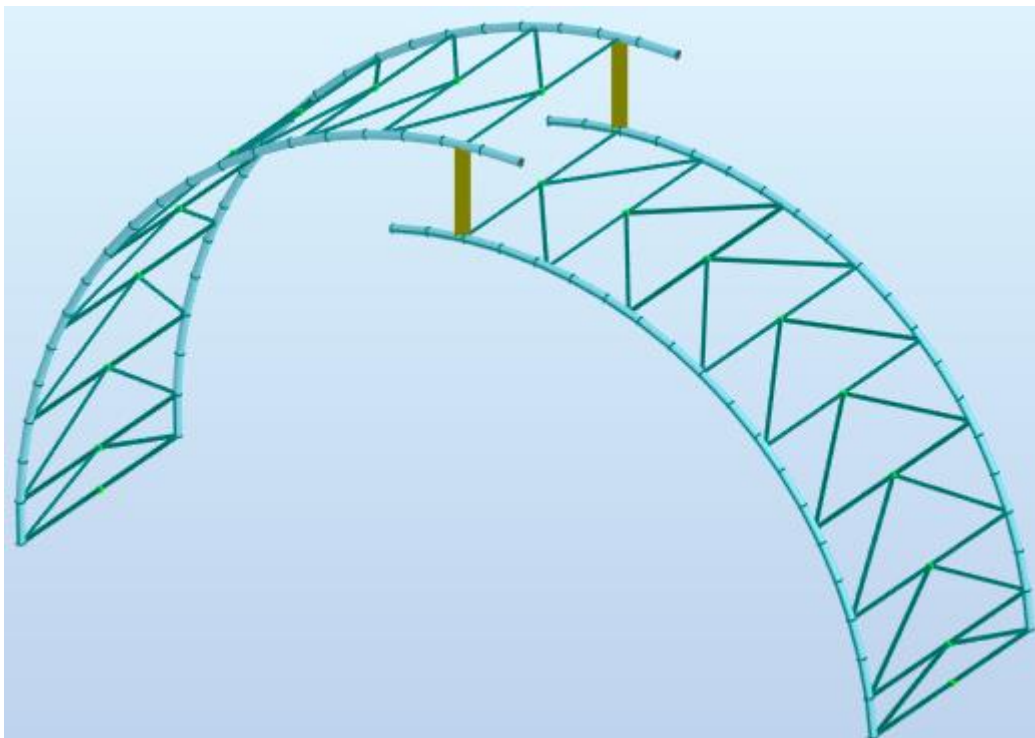
On optera pour un contreventement en K pour les raisons suivantes :

- le système de contreventement en K permet de réduire la longueur de flambement de la panne
- il permet de diminuer le nombre d'assemblage,
- c'est le plus utilisé pour des grands entraxes des portiques

Le système de contreventement de la toiture sera donc constitué de :

-Membrures : ce seront les membrures supérieures de deux poutres en treillis successives, ils seront donc en tubes ronds creux.

-Diagonales : profilés assemblés sur les membrures, on choisit d'utiliser des cornières car elles sont faciles à assembler.



**Figure II-72 : modélisation du contreventement sur Robot**

#### **6. Modélisation de la structure :**

Après avoir modélisé notre structure sur Robot, nous avons ajouté les bardages et nous avons appliqué les charges calculées précédemment sur notre structure.

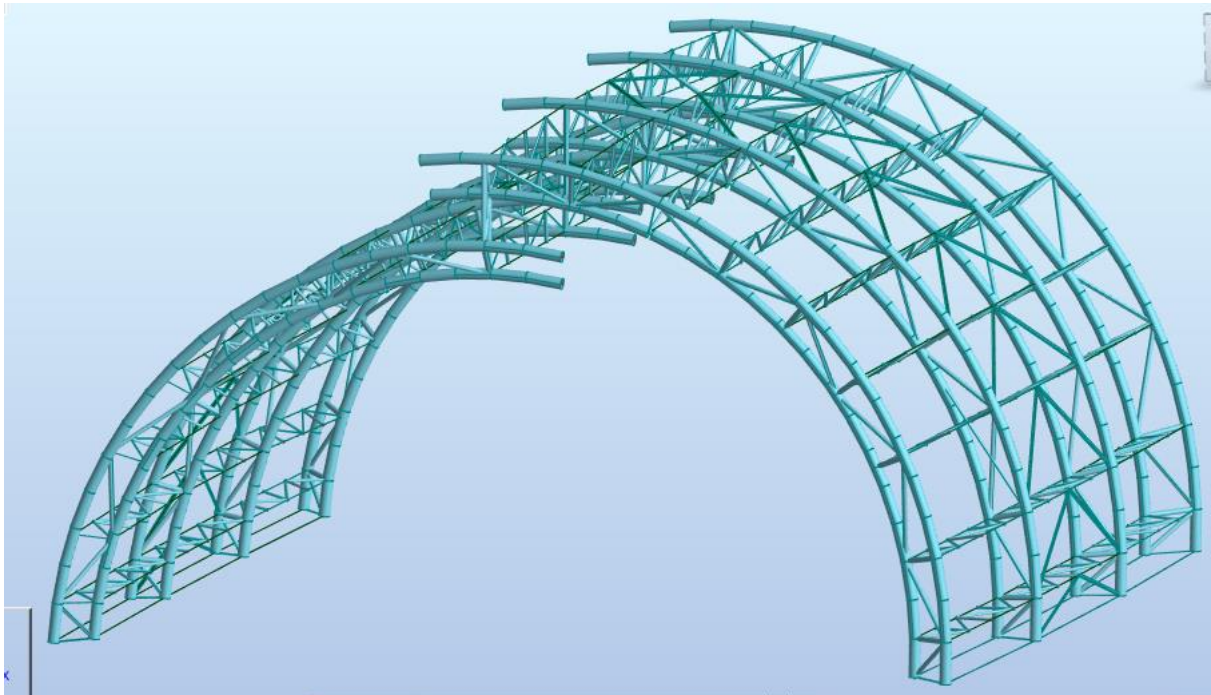


Figure II-73 : modélisation du bloc principal du treillis plan sur Robot

#### 7. Tableau récapitulatif des résultats de dimensionnement :

pièces		profilé	Ratio
portique	membrure	TRON 273x5	0.8
	diagonale	TRON 152x6	0.77
	montant	TRON 193x5	0.9
panne	membrure	TRON 139x8	0.86
	diagonale	TRON 70x2.9	0.76
	montant	TRON 88x2.5	0.62
contreventement		CAE 75x7	0.6

Tableau II-36 : résultats de dimensionnement

#### Commentaire :

Pour les structures métalliques, une épaisseur minimale de corrosion est exigée .Dans notre cas,  $e=5\text{mm}$

## Chapitre V : Variante en treillis spatial

Dans ce chapitre, on présente une variante dont les éléments structuraux ; pannes et portiques ; sont en treillis spatial. Chaque élément est constitué d'un groupe de barres formant des triangulations. Ainsi, On peut considérer la maille du treillis comme étant un volume élémentaire dont les barres forment les arêtes afin de faciliter la fabrication et le montage.

Les structures spatiales se caractérisent par leur rigidité permettant ainsi de franchir des portées de plus de 100 m.

Les avantages de la variante en treillis spatial se récapitulent en :

- ✔ Cette structure résiste à des efforts dans n'importe quelle direction, tandis que la poutre en âme pleine résiste mal à des efforts perpendiculaires à son âme.
- ✔ Le treillis spatial est plus léger que les autres types de structures, ce qui nous permet d'éviter l'emploi des tirants.
- ✔ Le treillis permet une très bonne exploitation des sections de l'acier vu que les éléments de ce treillis travaillent en traction et en compression.
- ✔ le flambement d'éléments en compression ne conduit pas à l'effondrement ; système hyperstatique
- ✔ Sa rigidité réduit les flèches.
- ✔ Possibilité de grandes portées
- ✔ Structure très intéressante de point de vue esthétique.
- ✔ structures auto-stables ou auto-contreventées qui, de par leur conception vis-à-vis des charges gravitaires, sont stables également sous l'action des charges horizontales (séisme).

### 1. Choix de la maille :

En respectant les règles de bonne pratique et pour des raisons de faisabilité et l'accessibilité aux assemblages. On choisit, pour l'ensemble d'éléments structuraux, une maille de 1.5m de hauteur et dont la base est en triangle isocèle de 1 m

### 2. Choix du type de profilés :

Les profilés utilisés en treillis spatial ; dont les barres ne sont sollicitées qu'en traction/compression ; les plus courant sont : les cornières et les tubes.

Afin de choisir le mieux adapté à notre structure, on compare les propriétés mécaniques et le coût des deux profilés.

- Les cornières sont très utilisées comme barres de triangulation pour les treillis, vu leur facilité d'assemblages.
- le prix des profilés creux est plus élevé que celui des cornières.
- Les profils creux présentent d'excellentes propriétés de résistance au flambement. En effet, le rayon de giration d'un tube est généralement beaucoup plus grand que celui calculé pour l'axe faible d'une cornière. Ce qui implique un élancement moindre et une économie de masse.
- Les tubes creux sont plus esthétiques lorsque la structure reste apparente.
- Les structures en profils creux présentent une excellente résistance à la corrosion car seule la face extérieure est sujette à la corrosion, la face intérieure est protégée.

- Les éléments d'une structure spatiale sont principalement sollicités en traction ou compression. Les profils creux circulaires sont particulièrement bien adaptés à ce type de structure.

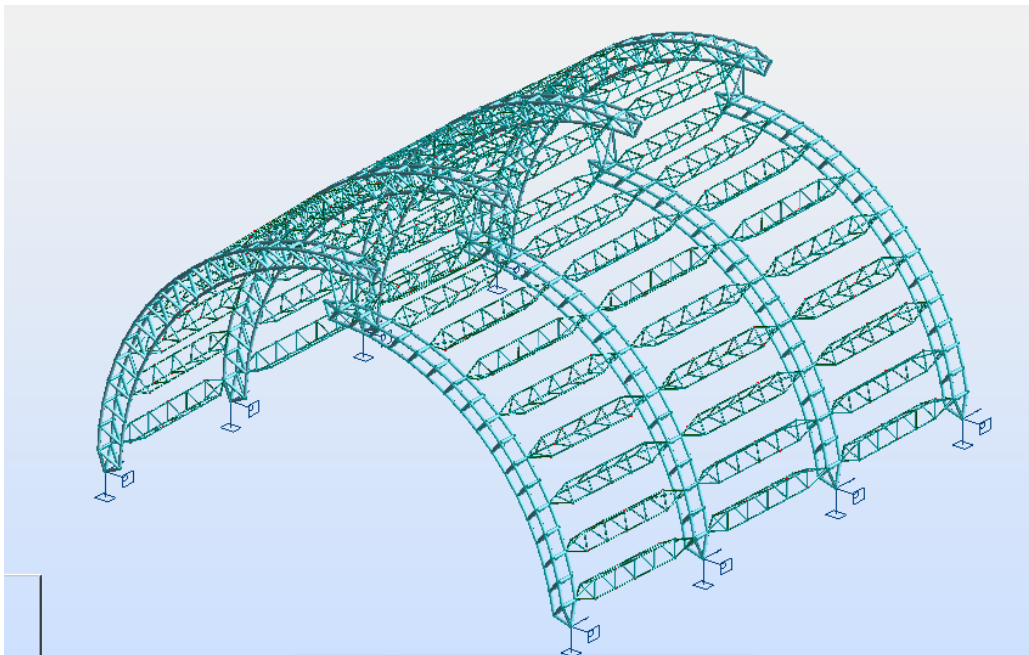
Les tubes creux présentent des propriétés mécaniques intéressantes qui compensent le cout élevé des profilés voire même rendre la structure économique.



**Figure II-74 : tubes creux utilisés en barres du treillis**

### 3. Modélisation de la structure :

On modélise le bloc central de notre structure sur le logiciel ROBOT et plus précisément en model « treillis spatial », tout en appliquant les charges calculées précédemment aux nœuds du treillis.



**Figure II-75 : modélisation 3D du Bloc central en treillis spatial**



#### 4. Modélisation de la jonction :

On peut modéliser la jonction entre deux arcs comme suit :

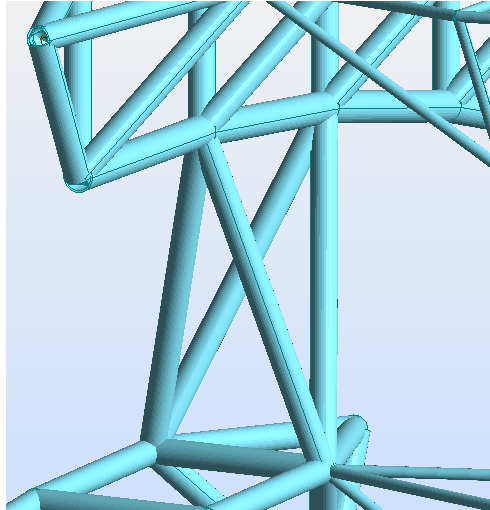


Figure II-76 : la jonction entre les deux arcs de portique

La conception en treillis spatial présente l'avantage de considérer les barres de la jonction comme des barres du treillis (même type de profilés : tube creux)  $\Rightarrow$  faciliter l'exécution des assemblages.

#### 5. Vérifications des pièces selon les règles CM66 :

- Pièces soumises à la compression :

Les règles CM66 préconisent la vérification suivante :

$$K \sigma \leq \sigma_e$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A} \\ k = (0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma k}) + \sqrt{(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma k})^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma k}} \end{array} \right.$$

- Pièces soumises à un effort tranchant :

Ces pièces doivent vérifier :

$$\tau = 1.54 \frac{T}{A} \leq \sigma_e$$

- Vérification de la flèche générale de la toiture :

La flèche de l'ensemble de la toiture ne doit pas dépasser  $\frac{L}{200} = 15 \text{ cm}$

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	4,3	0,3	0,9	0,008	0,025	0,004
<b>Noeud</b>	144	57	964	1256	8	147
<b>Cas</b>	SLS/1	SLS/1	SLS/1	SLS/1	SLS/1	SLS/1

**Figure II-77 : Déplacements extrêmes de l'ensemble de la toiture**

⇒ La flèche générale de la toiture est bien vérifiée

- Tableau récapitulatif des résultats de dimensionnement :

	Panne			Portique			jonction
	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	barres
Profil	TRON 60x5	TRON 60x5	TRON 60x5	TRON 139x8	TRON 168x10	TRON 139x12.5	TRON 139x10
Matériau	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36
Ratio	0,73	0,77	0,86	0,95	0,91	0,93	0,9

**Tableau II-37 : Tableau de dimensionnement treillis spatial**

Remarque :

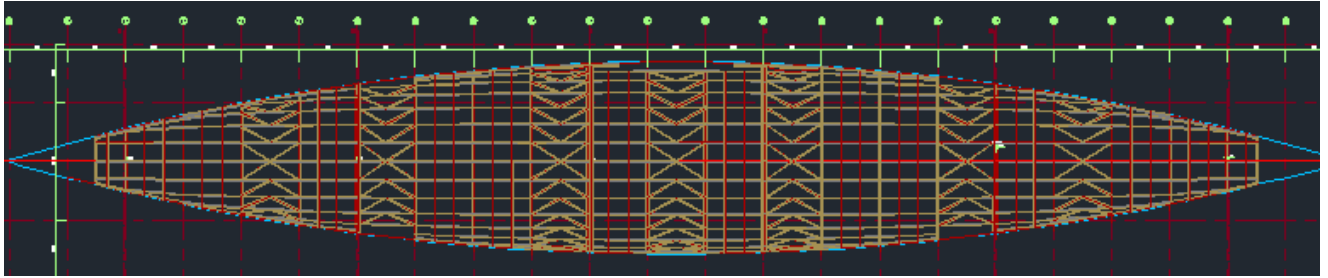
- ✔ **On réalise la totalité du bloc central ; pannes, portiques et jonctions ; avec le même type de profilés (TRON) pour faciliter l'exécution des assemblages.**
- ✔ **L'épaisseur minimale des pièces choisies a été fixée à 5 mm pour des raisons de corrosion.**
- ✔ **Pour plus de détails de calculs, consultez Document Annexes- Annexe VI**

### **Recommandation :**

On peut prévoir une variante en réalisant l'ensemble de la toiture en treillis spatial à deux nappes avec une maille en pyramidale.

## Chapitre VI : Variante en Bois

Suite à la volonté de l'architecte, on étudie une variante dont le matériau de construction des éléments porteurs est le Bois.



**Figure II-78 : variante bois proposée par l'architecte**

La structure doit être vérifiée pour assurer pendant toute sa durée d'exploitation La sécurité des personnes et permettre une utilisation conforme à sa destination. Elle doit résister à toutes les actions et influences (humidité) susceptibles d'intervenir pendant sa réalisation (montage sur le chantier) et sa durée d'utilisation. Ainsi, notre structure sera composée d'un système de :

- Poutres en arc
- Pannes à dévers ou solives
- Des contreventements
- Des chevrons posés dans le sens de la pente pour le maintien de la couverture

## **I. Les éléments en Bois**

### **1. Poutres en arc :**

Vu la forme courbe des portiques, on choisit des poutres courbes à inertie constante : Il s'agit de poutres en bois lamellé-collé GL28h ; de section rectangulaire ( $b \cdot h$ ) constante ; caractérisée par sa grande portée qui peut aller jusqu'à 25m.



**Figure II-79 : poutre courbe à inertie constante à âme pleine en BLC**

### **2. Les solives en bois :**

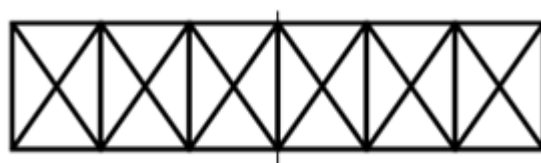
La solive est une pièce de charpente placée horizontalement en appui sur les murs ou sur les poutres. Elle relie les fermes et sert de support au système de couverture. Pour notre projet, on choisit des pannes isostatiques en bois lamellé-collé à âme pleine de section carrée, permettant d'atteindre des portées importantes.

### 3. contreventement :

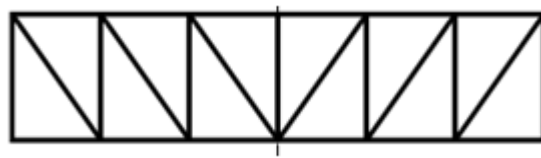
Les contreventements ont pour rôle de stabiliser le bâtiment, vis à vis des efforts horizontaux (vent longitudinale en particulier) appliqués sur la toiture. Le principe du contreventement consiste à ajouter aux éléments porteurs primaires et secondaires des éléments diagonaux de manière à former un système triangulé dans le plan de la toiture. Les principales configurations de contreventements triangulés sont : treillis en croix de saint André; treillis en V, treillis en N, treillis en K...



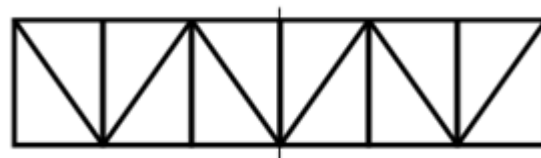
Figure II-80 : système de contreventement



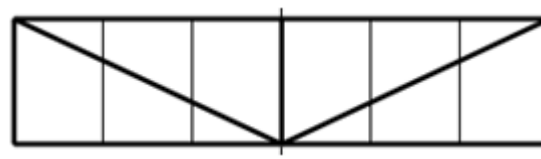
Croix de Saint  
André  
(souvent  
métallique)



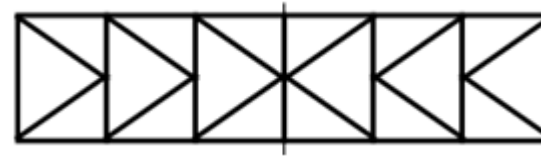
Treillis en  
« N »



Treillis en  
« V »



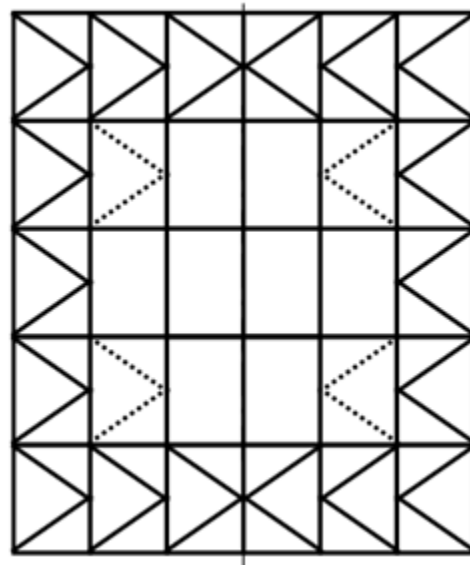
Treillis en  
« V » (sous les  
pannes)



Treillis en  
« K »

Figure II-81 : types de maille de contreventement

- Pour des pressions de vent conséquentes et (ou) sur des grands ouvrages, les barres de contreventement sont disposées entre d'autres travées afin de répartir de manière uniforme les efforts ; ce dispositif forme un ensemble appelé : poutre d'égale résistance :



Treillis en  
« K »  
  
(pour  
l'illustration)

Figure II-82 : poutre d'égale résistance

D'une manière générale, le contreventement de toiture forme une ceinture au niveau des rives ; le schéma ci-dessus sans les dispositifs en est l'illustration.

**Pour notre cas,** on choisit un dispositif « Treillis en « K » entre deux arcs successifs.

En effet, le système de contreventement par treillis en K permet de réduire la longueur de flambement de la panne et aussi de diminuer le nombre d'assemblage, il est alors plus utilisé pour des grands entraxes des portiques.

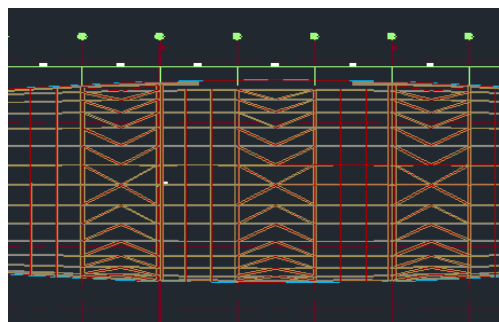


Figure II-83 : Contreventement type K

#### 4. les chevrons :

Le chevron de charpente est une pièce de bois de grande longueur et de section carrée ou rectangulaire. Fixé sur les pannes, il est destiné à supporter la couverture.



L'utilité principale des chevrons de charpente consiste également à répartir le poids de la couverture sur la longueur des pannes faîtières, intermédiaires et sablières (les plus basses).

Les chevrons sont posés dans le sens de la pente, en respectant un espacement calculé en fonction :

- de la charge (donc du type de couverture et de son poids) ;
- de la section du chevron ;
- de la longueur du débord de toiture ;
- de l'espacement des pannes.

Pour notre cas, on prend des chevrons de section carrée de  $25 \times 25 \text{ mm}^2$  espacés de 3 m.

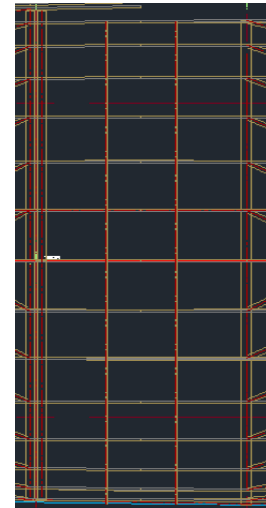


Figure II-84 : chevrons

## II. Dimensionnement :

Pour les structures en bois, on peut utiliser deux règlements de conception et dimensionnement à savoir les règles CB71 et EUROCODE 5.

### Différence entre l'eurocode 5 et les Règles CB 71

Le matériau bois présente de grandes variations de résistance et d'élasticité. Cette variabilité se retrouve d'une essence à l'autre mais également à l'intérieur d'un même arbre. Lorsque l'on réalise des essais, la majorité des échantillons auront une résistance proche de la résistance moyenne. Plus on s'en écartera, moins il y aura d'échantillons. Ces résultats sont reportés sur une courbe pour former une courbe de

Gauss (Figure II-85).

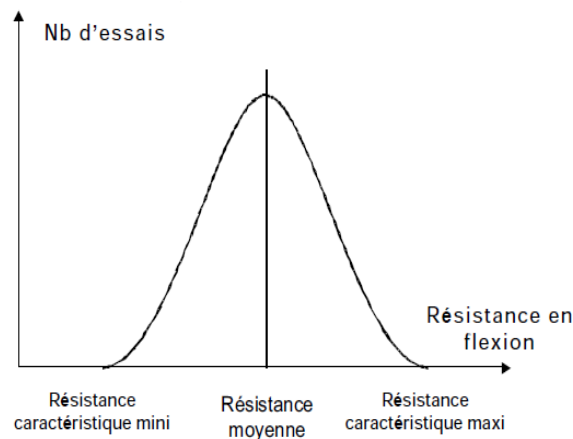


Figure II-85 : La courbe de Gauss représentative de la variation de la résistance mécanique du bois

Cette propriété permet de calculer une valeur de résistance mécanique afin que 95 % des échantillons aient une résistance supérieure à cette valeur calculée et que 5 % des échantillons aient une résistance inférieure à cette valeur calculée. Cette valeur est nommée valeur caractéristique. C'est une différence fondamentale entre l'eurocode 5 et les Règles CB 71. Pour

l'eurocode 5, la valeur caractéristique résulte d'une recherche statistique ; par contre, pour les Règles CB 71, tout reposait sur la valeur admissible (contrainte lors de la rupture divisée par un coefficient de sécurité).

Bref, l'eurocode 5 se différencie essentiellement des Règles CB 71 sur deux points :

- prise en compte de la dispersion du matériau avec les valeurs caractéristiques ;
- emploi de nombreux coefficients partiels appliqués aux matériaux et aux actions sur la structure. Ils dépendent de la durée de l'action, de la dispersion des matériaux, des conditions climatiques autour de la structure, de l'usage et de la durée de vie du bâtiment, etc. Ces éléments cherchent à cerner le risque avec plus de précision.

### 1. selon les règles CB71 :

Les règles CB71 ont pour objet de codifier les méthodes de calcul applicables à l'établissement des objets de charpentes en bois afin que celles-ci offrent un degré de sécurité approprié à leur destination et à leur durée. Les règles s'appliquent à toutes les constructions en bois, à l'exception de celles pour lesquelles un règlement particulier est imposé.

#### 1.1. Sollicitations et charges :

Les règles CB71 demandent qu'en tous points d'une structure sollicitée, les contraintes et déformations calculées restent inférieures aux valeurs admissibles ou conventionnelles. Les sollicitations sont calculées, à partir des efforts appliqués, par la résistance des matériaux. Les charges sont classifiées selon leur nature :

- G : Charges permanentes
- Po : Surcharges de courte durée = 20% de la surcharge d'exploitation
- P $\infty$  : Surcharges de longue durée = 80% de la surcharge d'exploitation
- Pc : Surcharges climatiques normales (vent, neige)
- Pce : Surcharges climatiques extrêmes
- SI : Surcharges sismiques

#### 1.2. Combinaisons :

- Combinaison générale

$$S = \{ \gamma_g(G), \gamma_p(P), \gamma_c(P_c), \gamma_{ce}(P_{ce}), \gamma_{si}(SI) \}$$

$\gamma_i$  : Coefficient de pondération

❖ 1<sup>er</sup> genre

$$S_1 = G + 1.2P$$

$$S'_1 = G + \gamma_p(P) + P_c$$

avec  $\gamma_p = 1$  ou 0 (prendre la solution la plus défavorable)

❖ 2<sup>er</sup> genre

$$S_2 = 1.1G + 1.5P + \gamma_{ce}(P_{ce})$$

$$\gamma_{ce} = 0 \text{ si } P_{ce} \text{ est de sens différent à } P \text{ et à } G$$

$$\gamma_{ce} = 1.1 \text{ si } P_{ce} \text{ est de même sens à } P \text{ et à } G$$

$$S_2' = 0.9G + \gamma_{ce}(P_{ce})$$

$$\gamma_{ce} = 1.1 \text{ ou } 0 \text{ (prendre la solution la plus défavorable)}$$

$$S_2'' = G + P + SI$$

### 1.3. Caractéristiques mécaniques

#### 1.3.1. Classes de résistance

Les classes de résistance (d'après EN 1194 - version Juillet 1999) du bois lamellé collé sont les suivantes :

Lamellé collé homogène	C24	C30	C40
Lamellé collé combiné	C24/C18	C30/C24	C40/C30
classes du BLC	GL24	GL28	GL32

**Tableau II- 38 : Classes de résistance**

#### 1.3.2. Contraintes admissibles

classe de résistance	Notation CB71	GL 24 c combiné	GL 28 c combiné	GL 32 c combiné	GL 36 c combiné
résistance en flexion	$\sigma_f$	11,4	13,3	15,2	17,1
traction axiale	$\sigma$	6,7	7,9	9,3	10,7
traction transversale	$\sigma_t$	0,2	0,2	0,2	0,2
compression axiale	$\sigma'$	10	11,4	12,6	13,8
compression transversale	$\sigma'_t$	2,2	2,6	2,8	3,2
Cisaillement	$\tau$	1	1,3	1,5	1,8
Module moyen d'élasticité axiale	E F	11,6	12,6	13,7	14,7
Masse volumique moyenne	$\rho$	420	460	500	540

**Tableau II-39 : Contraintes admissibles et propriétés associées au BLC en N/mm<sup>2</sup>**

#### 1.3.3. Coefficients correcteurs

Les valeurs sont données pour un taux d'humidité de 15%. Pour des taux différents, il faut appliquer les coefficients correcteurs suivants :

	Humidité du bois	7,5	10	12,5	15	17,5	20	22,5	25	30
<b>Résineux</b>	coeff compression	1,3	1,2	1,1	1	0,9	0,8	0,7	0,6	0,4
<b>Résineux</b>	coeff flexion	1,15	1,1	1,05	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,7
<b>Chêne</b>	coeff compression	1,25	1,175	1,1	1	0,9	0,8	0,775	0,65	0,48
<b>Chêne</b>	coeff flexion	1,15	1,1	1,05	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,7

**Tableau II-40 : Coefficients correcteurs norme NF B 52-001 par taux d'humidité**

Les contraintes admissibles sont données pour des pièces de 0,15m de hauteur. Pour des hauteurs différentes, un coefficient correcteur doit être appliqué. Les coefficients correcteurs proviennent d'essais.

Hauteur (cm)	30	26	23	20	18	15	11	8	6	5	4	3	2
<b>coeff</b>	0,8	0,85	0,9	0,93	0,96	1	1,1	1,2	1,2	1,45	1,6	1,8	2

**Tableau II-41 : Coefficients correcteurs**

#### 1.3.4. Modules de déformation

Les modules de déformation sont définis par convention en fonction des contraintes admissibles.

	<b>Chêne</b>	<b>Résineux</b>
<b><i>E c de compression longitudinale</i></b>	$12000\sqrt{\sigma}$	$11000\sqrt{\sigma}$
<b><i>E t de traction longitudinale</i></b>	$12000\sqrt{\sigma}$	$11000\sqrt{\sigma}$
<b><i>E f de flexion si la déformation par effort tranchant est prise en compte</i></b>	$12000\sqrt{\sigma}$	$11000\sqrt{\sigma}$
<b><i>E f de flexion si la déformation par effort tranchant n'est pas prise en compte</i></b>	$10000\sqrt{\sigma f}$	$9400\sqrt{\sigma f}$
<b><i>E g de cisaillement</i></b>	$300\sqrt{\sigma f}$	
<b><i>E θ de torsion</i></b>	$800\sqrt{\sigma f}$	

**Tableau II-42 : Modules de déformation (E et σ exprimés en bars)**

#### 1.3.5. Fluage

Le fluage est une caractéristique liée au comportement élasto-plastique du matériau. Il se traduit par une augmentation de la déformation sous charge permanente. Cette augmentation progresse rapidement au début du chargement et se stabilise après une période de trois mois.

Dans les calculs, le fluage est pris en compte par une réduction des modules d'élasticité en fonction de la variation d'humidité et de la valeur des contraintes provoquées par les charges de longues durées.

Contrainte sous l'effet de charges de longue durée	Variation totale d'humidité du bois dans les conditions d'exploitation bâtiment			
	0%	5%	10%	15%
$0.2 \sigma$	1	1	1	1
$0.4 \sigma$	1.2	1.33	1.5	1.75
$0.5 \sigma$	1.3	1	1.75	2.1
$0.8 \sigma$	1.55	2	2.5	3.25
$\sigma$	1.75	2.33	3.1	4

**Tableau II-43 : Coefficient de fluage des bois massifs  $\Theta$ , en fonction de la contrainte et de la variation d'humidité, pour une humidité moyenne des bois de 15%**

#### 1.3.6. Déformations admissibles

Les déformations visées par les règles sont essentiellement celles provoquées par la flexion :

$$f_t = f_i + f_\infty$$

Avec :

- ♣  $f_t$  : Flèche totale
- ♣  $f_i$  : Flèche provoquée par les charges instantanées (ex : charge de vent)
- ♣  $f_\infty$  : Flèche provoquée par des charges de longue durée (ex : poids propre de la structure)

En fonction de la nature des éléments de structure les règles fixes des flèches admissibles. Ces valeurs sont définies par compatibilité de déformation avec les matériaux associés aux structures porteuses (couverture, châssis...).

$f_{adm}$	Eléments
$\frac{1}{150}$	Pour les consoles
$\frac{1}{200}$	Pour les structures en couverture (chevrons, liteaux...)
$\frac{1}{300}$	Pour les pannes et structures support de produits verriers
$\frac{1}{400}$	Pour les éléments fléchis, arbalétriers, poutre (charpente et structure porteuse)

**Tableau II-44 : Flèches admissibles en fonction du type de l'élément.**

**Remarque :**

⇒ Les déformations se calculent uniquement sous charges pondérées du 1er genre.

- $G+1.2 P$
- $G+P+Pe$

Avec,

$Pe$  : la charge due à la *neige* (on n'en aura pas besoin pour notre cas)

⇒ Vérifications à effectuer selon les règles CB 71

- Sous  $S1, S'1$ , les contraintes et déformations calculées doivent rester inférieures aux valeurs admissibles (état limite ultime).
- Sous  $S2, S'2, S''2$  les contraintes calculées doivent rester inférieures aux limites d'élasticité conventionnelles (état limite de déformation).

**1.4. Dimensionnement et vérification des pannes :**

Dans cette partie, on utilise les règles prescrites par le CB71 afin de dimensionner les pannes du bloc central tout en vérifiant les conditions de résistance et de déformation. On utilise le matériau bois lamellé-collé **GL28h** de Densité **410 kg/m<sup>3</sup>** et de Résistance à la flexion **13.3 MPa**. En utilisant plusieurs feuilles Excel, on opte pour une section constante carré 40cm\*40cm de caractéristiques suivantes :

<b>L(m)</b>	<b>9,19</b>
<b>h(m)</b>	<b>0,4</b>
<b>b(m)</b>	<b>0,4</b>
<b>I<sub>z</sub>(m<sup>4</sup>)</b>	<b>0,002133</b>
<b>I<sub>y</sub>(m<sup>4</sup>)</b>	<b>0,002133</b>
<b>v(m)</b>	<b>0,2</b>
<b>I<sub>z</sub>/v(m<sup>3</sup>)</b>	<b>0,0106</b>
<b>I<sub>y</sub>/v(m<sup>3</sup>)</b>	<b>0,0106</b>
<b>σ<sub>e</sub>(Mpa)</b>	<b>13,3</b>
<b>σ'(Mpa)</b>	<b>11.4</b>
<b>E(Mpa)</b>	<b>30661,87</b>

**Tableau II-45 : caractéristiques de la section**

**Remarque :**

$E = 9400 \sqrt{\sigma f}$  en (MPa), Avec  $\sigma f$  la contrainte admissible en prenant en considération les coefficients correcteurs.



#### 1.4.1. Justifications de la section :

On note bien que suivant l'emplacement des barres de contreventements, on aura 2 familles de pannes. L'une sollicitées en flexions déviée et l'autre en flexion déviée composée (due à l'effort normal induit par le vent longitudinal). Dans ce paragraphe, on étudie l'exemple des pannes sollicitées en flexion déviée.

##### 1.4.1.1. Sous sollicitation 1er genre

- A l'ELU :

→ Vérification de la contrainte de flexion déviée :

On note :

- $M_z(\max)$ : Moment de flexion maximale à mi portée suivant l'axe z ;
- $M_y(\max)$ : Moment de flexion maximale à mi portée suivant l'axe y ;
- $I_{Gz}$ : Moment d'inertie de flexion selon l'axe Oz ;
- $I_{Gy}$ : Moment d'inertie de flexion selon l'axe Oy ;
- a: Largeur de la poutre ;
- l: Portée de la poutre ;
- 

On a :

$$M_z(\max) = \frac{p_z \times l^2}{8} \quad \text{et} \quad M_y(\max) = \frac{p_y \times l^2}{8}$$

$$I_{Gz} = I_{Gy} = \frac{a^4}{12}$$

La formule à vérifier :

$$\sigma(\max) = \frac{M_z(\max)}{\frac{I_{Gz}}{\nu}} + \frac{M_y(\max)}{\frac{I_{Gy}}{\nu}} < \sigma_{adm}$$

Ainsi, on trouve :

$$\sigma(\max) = 8.223 \text{ MPa pour la combinaison } G+1.2 q$$

$$\sigma(\max) = 8.734 \text{ MPa pour la combinaison } G+V_t+q$$

Donc on vérifie la contrainte de la flexion déviée par la 2ème combinaison S'1 ; la plus défavorable ;

✓ **Contrainte admissible :**

Il faut tenir compte des coefficients réducteurs liés à la hauteur de la poutre et le taux d'humidité (cf. tableaux de coefficients) :

- Coefficient lié à la hauteur : 0.8
- Coefficient lié au taux d'humidité : 1

La contrainte admissible forfaitaire en flexion statique pour un bois GL28h est :

133 bars = 13.3 MPa

En conclusion, la contrainte admissible dans notre cas est :

$$\sigma_{adm} = 13.3 \times 0.8 \times 1 = 10.64 \text{ MPa}$$

On déduit que :

$$\sigma_{(max)} = 8.73 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 10.64 \text{ MPa}$$

- A l'ELS :

Selon les règles CB 71 la flèche totale est calculée en cumulant la flèche due aux charges de longue durée en tenant compte du fluage, plus la flèche due aux charges de courte durée.

$$J_t = J_{\infty} + J_i$$

Les flèches se calculent uniquement sous sollicitation du 1er genre

$$G + 1.2 P$$

$$G + P + P_c$$

Avec ;

$$f = \sqrt{\left(\frac{5 \times p_z \times l^4}{384 \times E \times I_{Gz}}\right)^2 + \left(\frac{5 \times p_y \times l^4}{384 \times E \times I_{Gy}}\right)^2}$$

#### ❖ Charge longue durée :

$$\begin{cases} G_y + P_{y\infty} = 510.93 \text{ KN/ml} \\ G_z + P_{z\infty} = 227.48 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

#### ❖ Charge courte durée

$$\begin{cases} P_{y0} + P_{yce} = 13,264 \text{ Kg/ml} \\ P_{y0} + P_{yce} = 224,577 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

→ Flèche due aux charges de longues durées :

Le fluage va intervenir. Il faut tout d'abord exprimer la contrainte normale due à la flexion statique générée par les charges permanentes soit :

Suivant y : 510.93 kN/ml

Suivant z : 227.4796 kN/ml

Puis la contrainte admissible en flexion statique  $\sigma_{adm} = 10.64 \text{ MPa}$  et en fonction de la variation du taux d'humidité du bois dans les conditions d'utilisation, on définit le coefficient de fluage selon les règles CB 71.

- Calcul de la contrainte normale due à la flexion déviée sous sollicitation du 1er genre S'1 :

$$\sigma_{f(max)} = 8.734 \text{ MPa}$$

Ainsi :

$$\begin{cases} \sigma_{\infty f} = 7.3 \text{ MPa} \\ \sigma_{0f} = 2.35 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Calcul du coefficient de fluage :

On a :

$$\frac{\sigma_{f\infty}}{\sigma_{f(adm)}} = 0.686 \quad \text{et} \quad \Delta H = 15\%$$

Et en se référant au **Tableau II-43**

On prend :  $\theta = 2.81$  (interpolation entre  $0.5\sigma$  et  $0.8\sigma$  avec  $\Delta H = 15\%$ )

Ainsi ;

$$f_{\infty} = \sqrt{\left(\frac{5 \times p_z \times \theta \times l^4}{384 \times E \times I_{Gz}}\right)^2 + \left(\frac{5 \times p_y \times \theta \times l^4}{384 \times E \times I_{Gy}}\right)^2} = 0.0223 \text{ m}$$

→ Flèche due aux charges de courtes durées

De même que pour la flèche due aux charges de longue durée, on calcule la valeur de la flèche due à la charge de courte durée.

$$f_0 = \sqrt{\left(\frac{5 \times p_z \times l^4}{384 \times E \times I_{Gz}}\right)^2 + \left(\frac{5 \times p_y \times l^4}{384 \times E \times I_{Gy}}\right)^2} = 0.0032 \text{ m}$$

→ Flèche totale

$$f_t = f_0 + f_{\infty} = 25.5 \text{ mm}$$

✓ Vérification :

Selon les règles CB71, les valeurs des déformations maximales admissibles sont fonction de la nature des ossatures porteuses (pannes, poutres de plancher...). Ces valeurs sont exprimées par rapport à la portée libre des pièces.

Dans notre cas, la déformation admissible est égale à :

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = 30.63 \text{ mm}$$

On note bien que :

$$f_t = 25.5 \text{ mm} < f_{adm} = 30.63 \text{ mm}$$

⇒ la condition de flèche **est vérifiée**.

#### 7.4.1.2. Sous sollicitation 2ème genre :

Il faut vérifier que la contrainte normale due à la flexion statique reste inférieure à la limite conventionnelle en flexion définie par les règles CB 71.

La combinaison S2 « 1,1G+1,5q » donnant les sollicitations suivantes est la plus défavorable :

$$\begin{cases} q_y = 495.89 \text{ Kg/m} \\ q_z = 434.076 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

Donc, les contraintes en Flexion déviée :

$$\sigma_{f(max)} = 9.20 \text{ MPa}$$

Par ailleurs la limite conventionnelle est définie par :

$$\sigma_{conventionnelle} = 1.75 \times 13.3 = 23.275 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{f(max)} = 9.2 \text{ MPa} < \sigma_{conventionnelle} = 23.275 \text{ MPa}$$

⇒ La vérification sous sollicitation du 2eme genre est donc satisfaite.

#### 1.5. Dimensionnement et vérification des Poutres en arc :

La poutre est soumise à une charge uniformément répartie comme le cas des pannes et à des charges concentrées espacées de 3 m (le cas du bloc central) dues aux réactions des pannes aboutissantes.

→ Diagramme de l'effort normal :

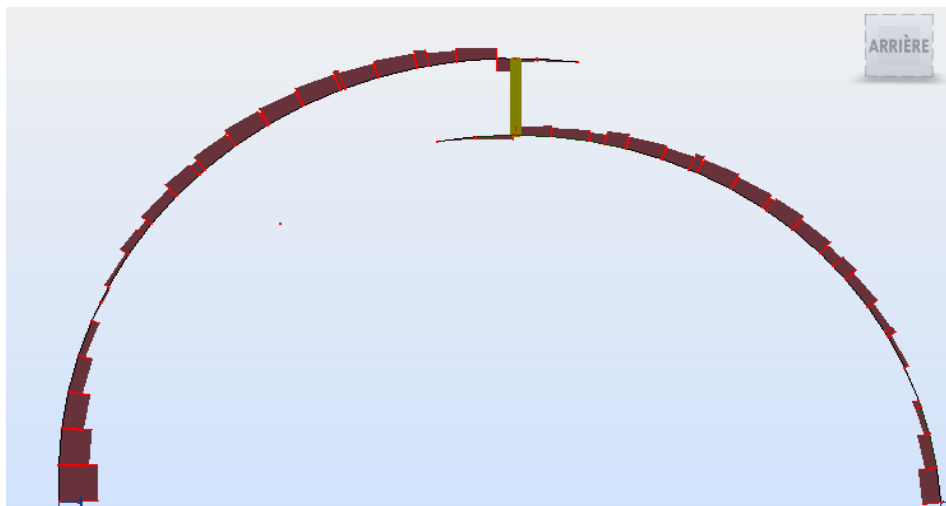
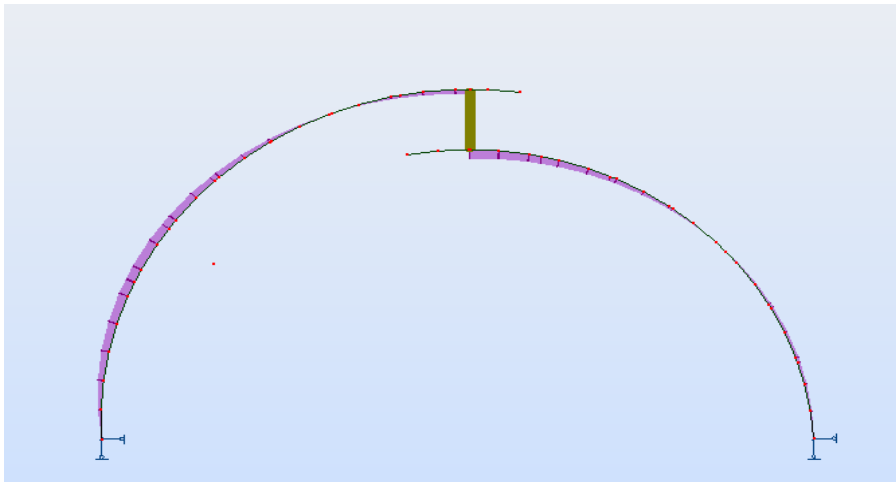


Figure II-86 : Diagramme de l'effort normal dans le portique

→ Diagramme du moment de flexion :



**Figure II-87 : Diagramme du moment de flexion dans le portique**

On vérifie bien par le Logiciel Robot Structural analysis Professional que le choix d'une section rectangulaire de  $0.40 \times 1.20 \text{ m}^2$  est validé .

♣ Vérification à l'ELU

CB71 - Vérification des familles ( combinaisons du 1-er genre ) 16

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 16 portique principal						
1390 portique	RECT_40*120	GL28hl	59.98	179.95	0.35	16 ULS /11/

Note de calcul Fxmer Aide

Taux de travail Analyse Cartographie

Points de calcul  
division: n = 3  
extrêmes: aucun  
additionnels: aucun

**Figure II-88 : Vérification à l'ELU par Logiciel**

### Note de calcul :

**Résultats - norme - CB71**

Famille: 16 portique principal  
Pièce: 1390 portique  
Point / Coordonnée: 3 / x = 0.28 L = 7.19 m  
Cas de charge: 16 ULS /11/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 3\*1.00 + 4\*1.00 + 14\*1.00

Profil correct

OK

Auto

RECT\_40\*120

Résultats simplifiés Résultats détaillés

**CONTRAINTES ACTUELLES**

$\text{Sig}' = 107.51/4800.00 = 0.22 \text{ MPa}$   
 $\text{SigFy} = 187.81/95999.99 = 1.96 \text{ MPa}$   
 $\text{SigFz} = 12.01/32000.00 = 0.38 \text{ MPa}$

**CONTRAINTES ADMISSIBLES:**

$\text{Sig}'_b = 12.00 \text{ MPa}$   
 $\text{SigF}_b = 12.70 \text{ MPa}$   
 coef.humcom = 1.12 coef.haut = 1.00  
 coef.humflex = 1.06 coef.angle = 1.00

**DEVERSEMENT**

$l_d = 25.97 \text{ m}$   
 $l_d \text{ mod} = 0.9 \cdot l_d = 23.38 \text{ m}$   
 $\text{Lambda} = 0.57$   
 $\text{Sig}_{cr} = 39.61 \text{ MPa}$   
 $k_{inst} = 1.00$

**FLAMBEMENT EN y**

$L_y = 25.97 \text{ m}$   
 $L_{Fy} = 20.78 \text{ m}$   
 $\text{Lambda}_y = 59.98$   
 $K_y = 1.37$

**FLAMBEMENT EN z**

$L_z = 25.97 \text{ m}$   
 $L_{Fz} = 20.78 \text{ m}$   
 $\text{Lambda}_z = 179.95$   
 $K_z = 10.45$

**RESULTATS**

$\text{Sig}_{adm} = \text{Sig}'_b \cdot \text{coef.humflex} \cdot \text{coef.haut} = 12.70 \cdot 1.06 \cdot 1.00 = 13.46 \text{ MPa}$   
 $[(\text{SigF}_b / \text{Sig}'_b) \cdot K \cdot \text{Sig}' + |\text{SigFy} / k_{inst}| + |\text{SigFz}|] = ((12.70 \cdot 1.06) / (12.00 \cdot 1.12)) \cdot 10.45 \cdot 0.22 + 1.96 / 1.00 + 0.38 = 4.67 <$

Changer

Efforts

Note de calcul

Aide

Figure II-89 : Justification de la section choisie

⇒ Donc la condition de résistance est **bien vérifiée**

♣ Vérification à l'ELS :

En ajustant les coefficients de la flèche admissible sur le Logiciel, on obtient le résultat suivant

**CB71 - Vérification des familles ( ELS ) 16**

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
Famille : 16 portique principal						
1390 portique	RECT_40*120	GL28hl	0.03	1*1 + 1*2 + 1*3 + 1*	0.15	1*1 + 1*2 + 1*

Note de calcul

Fermer

Aide

Taux de travail

Analyse

Cartographie

Points de calcul

division: n = 3

extrêmes: aucun

additionnels: aucun

Figure II-90 : Vérification à l'ELS par Logiciel

⇒ Donc la condition de flèche est **bien vérifiée**



## 1. Selon Eurocode 5 :

La justification des éléments doit être réalisée sur le critère résistance et sur le critère déformation, la flèche ne doit pas dépasser une valeur limite tenant compte de l'augmentation de la flèche dans le temps, c'est le fluage. Ainsi, Les déformations augmentent avec la durée d'application de la charge et l'humidité du bois.

### 2.1. Caractéristiques mécaniques

#### 2.1.1. Classes de résistance

Les classes de résistance du bois lamellé collé sont les suivantes :

Classe du bois lamellé-collé	GL 36	GL 32	GL 28	GL 24
Bois des lamelles de lamellé-collé homogène	C40	C35	C30	C24
Bois des lamelles extérieures	-	C40	C30	C24
Bois des lamelles intérieures sur deux tiers de la hauteur	-	C30	C24	C18

Tableau II-46 : classes de résistance du bois lamellé collé

#### 2.1.2. Contraintes admissibles

Symbole	Désignation	Unité	Lamellés-collés homogènes				Lamellés-collés panachés			
			GL24h	GL28h	GL32h	GL36h	GL24c	GL28c	GL32c	GL36c
$f_{m,g,k}$	Contrainte de flexion	N/mm <sup>2</sup>	24	28	32	36	24	28	32	36
$f_{t,0,g,k}$	Contrainte de traction axiale	N/mm <sup>2</sup>	16,5	19,5	22,5	26,0	14,0	16,5	19,5	22,5
$f_{t,90,g,k}$	Contrainte de traction perpendiculaire	N/mm <sup>2</sup>	0,40	0,45	0,50	0,60	0,35	0,40	0,45	0,50
$f_{c,0,g,k}$	Contrainte de compression axiale	N/mm <sup>2</sup>	24	26,5	29	31	21	24	26,5	29
$f_{c,90,g,k}$	Contrainte de compression perpendiculaire	N/mm <sup>2</sup>	2,7	3,0	3,3	3,6	2,4	2,7	3,0	3,3
$f_{v,g,k}$	Contrainte de cisaillement	N/mm <sup>2</sup>	2,7	3,2	3,8	4,3	2,2	2,7	3,2	3,8
$E_{0,g,mean}$	Module moyen axial	kN/mm <sup>2</sup>	11,6	12,6	13,7	14,7	11,6	12,6	13,7	14,7
$E_{0,g,05}$	Module axial au 5 <sup>e</sup> pourcentile	kN/mm <sup>2</sup>	9,4	10,2	11,1	11,9	9,4	10,2	11,1	11,9
$E_{90,g,mean}$	Module moyen transversal	kN/mm <sup>2</sup>	0,39	0,42	0,46	0,49	0,32	0,39	0,42	0,46
$G_{g,mean}$	Module de cisaillement	kN/mm <sup>2</sup>	0,75	0,78	0,85	0,91	0,59	0,72	0,78	0,85
$\rho_{g,k}$	Masse volumique caractéristique	kg/m <sup>3</sup>	380	410	430	450	350	380	410	430

Tableau II-47 : valeurs caractéristiques des bois lamellés

### 2.1.3. Recherche des valeurs des résistances du bois

La résistance du bois et des produits dérivés est liée à leur humidité moyenne, à la durée d'application des charges et à la grande dispersion des caractéristiques mécaniques.

- Facteur  $k_{mod}$  (modificatif) :

La résistance d'un bois (à l'intérieur d'une même classe de résistance) est influencée par deux paramètres :

- la durée d'application des chargements ;
- l'humidité moyenne du bois lorsqu'il est mis en œuvre.

#### **Remarque :**

Le facteur  $k_{mod}$  doit être sélectionné en fonction de la charge la plus courte.

Durée de chargement		Classe de service		
Classe de durée	Exemple	1 Hbois < 13 % (local chauffé)	2 13 % < Hbois < 20 % (sous abri)	3 Hbois > 20 % (extérieur)
Permanente (> 10 ans)	Charge de structure	0,6	0,6	0,5
Long terme (6 mois à 10 ans)	Stockage	0,7	0,7	0,55
Moyen terme (1 semaine à 6 mois)	Charges d'exploitation Neige Altitude > 1 000 m	0,8	0,8	0,65
Court terme (< 1 semaine)	Neige Altitude < 1 000 m	0,9	0,9	0,7
Instantanée	Vent, neige exceptionnelle	1,1	1,1	0,9

**Tableau II-48 : valeur du  $k_{mod}$  du bois massif, du lamellé-collé, du lamibois (LVL) et du contreplaqué**

- Coefficient  $\gamma_M$

La dispersion des caractéristiques mécaniques du métal est plus faible que la dispersion des produits dérivés du bois, qui elle-même est plus faible que la dispersion du bois massif.

Le coefficient  $\gamma_M$  (matériau) diminue la résistance des matériaux.

Le **tableau II-49** indique la valeur du  $\gamma_M$  pour les principaux matériaux de structure.

États limites ultimes		
Combinaisons fondamentales		
Matériaux	Bois	1,3
	Lamellé-collé	1,25
	Lamibois (LVL), OSB	1,2
Assemblages (p. 171)		1,3
Combinaisons accidentelles		1,0
États limites de service		1,0

**Tableau II-49 : valeur du  $\gamma_M$  en fonction de la dispersion du matériau**

- $k_{sys}$  : coefficient d'effet système

L'effet système apparaît lorsque plusieurs éléments porteurs de même nature et de même fonction (solives, fermes) sont sollicités par un même type de chargement réparti uniformément. La résistance de l'ensemble est alors supérieure à la résistance d'un seul élément pris isolément. Il n'est généralement pas appliqué car l'entraxe entre les éléments est fréquemment supérieur à 1,2 m.

- $k_h$  : coefficient de hauteur

Le coefficient  $k_h$  majore les résistances pour les hauteurs inférieures à 600 mm pour le bois lamellé-collé (l'usage du bois massif pour les poutres à inertie variable est très rare).

Si  $h \geq 600$  mm,  $k_h = 1$ .

Si  $h \leq 600$  mm,  $k_h = \min(1,1 ; (600/h)^{0,1})$ .

Avec  $h$  la hauteur de la pièce en mm.

#### 2.1.4. Calcul de la résistance

La résistance de calcul se détermine par la formule suivante :

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h$$

#### 2.1.5. Vérification de la flèche :

Pour la majorité des poutres en bois travaillant en flexion, la déformation est le critère dimensionnant, c'est-à-dire le plus défavorable. L'état limite de service est respecté lorsque les déformations restent inférieures aux valeurs admises.

Il faut vérifier que la flèche provoquée par les actions appliquées à la structure reste inférieure ou égale à la flèche limite  $W$  verticale ou horizontale limite.

$$\frac{W_{inst}(Q)}{W_{verticale\ ou\ horizontale\ limite\ instantanée}} \leq 1$$

$$\frac{W_{net,fin}(Q)}{W_{verticale\ ou\ horizontale\ limite\ instantanée}} \leq 1$$

$$\frac{W_{fin}(Q)}{W_{verticale\ ou\ horizontale\ limite\ instantanée}} \leq 1.$$

La flèche nette finale ( $W_{net,fin}$ ) est la flèche totale mesurée sous les appuis. Elle est déterminée par la formule :

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} - W_c$$

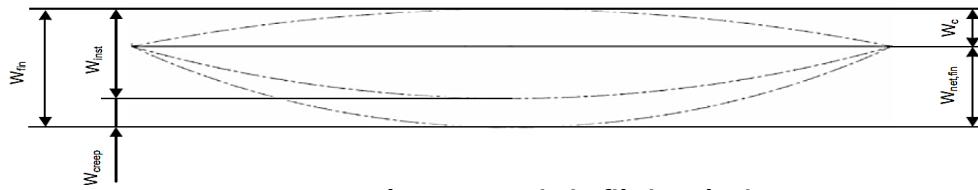


Figure II-91 : Représentation de la flèche résultante

Où :

- $W_{inst}$  : Flèche instantanée, provoquée par l'ensemble des charges sans tenir compte de l'influence de la durée de la charge et de l'humidité du bois sur la flèche.
- $W_{creep}$  : Flèche différée provoquée par la durée de la charge et l'humidité du bois.
- $W_c$  : Contre-flèche fabriquée.

La flèche finale ( $W_{fin}$ ) est la somme de la flèche instantanée ( $W_{inst}$ ) et de la flèche différée ( $W_{creep}$ ) :

$$W_{fin} = W_{inst} + W_{creep}.$$

	Bâtiments courants			Bâtiments agricoles et similaires		
	$W_{inst}(Q)$	$W_{net,fin}$	$W_{fin}$	$W_{inst}(Q)$	$W_{net,fin}$	$W_{fin}$
Chevrans	—	L/150	L/150	—	L/150	L/150
Éléments structuraux	L/300	L/200	L/125	L/200	L/150	L/100

Tableau II-50 : Valeurs limites des flèches

• **Combinaison des actions pour vérifier la flèche instantanée  $W_{inst}$**

La flèche instantanée est calculée avec la combinaison ELS (INST(Q)). L'action permanente n'est pas prise en compte et l'action variable de base n'est pas pondérée.

• **Combinaison des actions pour déterminer la flèche différée  $W_{creep}$**

La flèche différée est calculée avec la combinaison ELS (DIFF). Le poids de la structure est pondéré par le coefficient  $k_{def}$ , les actions variables sont pondérées par le coefficient  $k_{def}$  et le coefficient  $\psi_0$ .

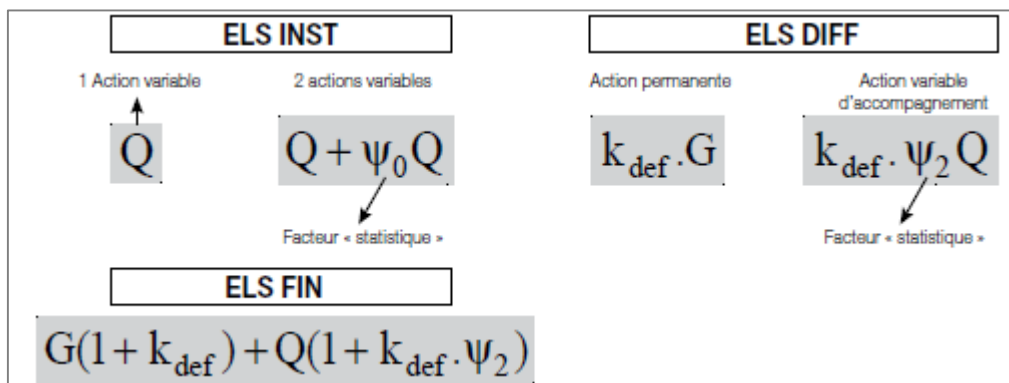


Figure II-92 : combinaisons à l'ELS

▪ Le coefficient  $K_{def}$ :

Matériau / classe de durée de charge		Classe de service		
		1 Hbois < 13 % (local chauffé)	2 13 % < Hbois < 20 % (sous abris)	3 Hbois > 20 % (extérieur)
Bois massif <sup>(1)</sup>	NF EN 14081-1 de mai 2006	0,60	0,80	2,00
Lamellé-collé	NF EN 14080 de décembre 2005	0,60	0,80	2,00
Lamibois (LVL)	NF EN 14374 de mars 2005	0,60	0,80	2,00

Tableau II-51 : coefficient  $K_{def}$

2.2. Dimensionnement et vérification des pannes

On étudie les deux familles de pannes (sollicitées en flexion déviée ou en flexion déviée composée) tout en utilisant la même section carrée ;  $0.45 \times 0.45 \text{ m}^2$  ; pour faciliter le montage et l'exécution sur chantier.

Les pannes posées à dévers sont sollicitées en flexion déviée ou flexion déviée composée selon le positionnement des contreventements.

- Vérification des contraintes (ELU)  
→ Flexion déviée : (EN 1995-1-1 article 6.2.3)

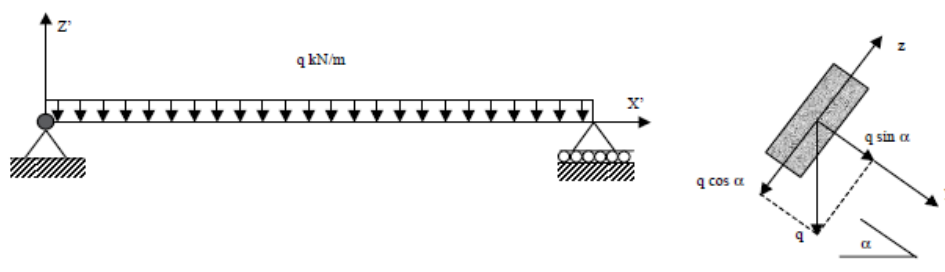


Figure II-93 : schéma d'étude en flexion déviée

**Justification**

Les deux contraintes de flexion sont induites par la charge calculée aux ELU, états limites ultimes. La somme de ces deux rapports doit rester inférieure à 1 :

- pour l'axe z, contrainte de flexion induite divisée par la contrainte de résistance de flexion ;
- pour l'axe y, contrainte de flexion induite divisée par la contrainte de résistance de flexion.

$$\text{Taux de travail} = \text{maximum} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \\ k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \end{array} \right\} \leq 1$$

Un coefficient  $k_m$  diminue le ratio le plus petit. Ce coefficient traduit la possibilité de redistribution des contraintes maximales situées sur l'arête tendue.

- $\sigma_{m,z,d}$  : contrainte de flexion en MPa, correspondant à une déformation dans le plan xy donc aux efforts projetés sur y et une rotation autour de l'axe z.
- $f_{m,z,d}$  : résistance de flexion calculée en MPa de l'axe z.
- $\sigma_{m,y,d}$  : contrainte de flexion en MPa, correspondant à une déformation dans le plan xz, donc aux efforts projetés sur z et une rotation autour de l'axe y.
- $f_{m,y,d}$  : résistance de flexion calculée en MPa de l'axe y.
- $k_m$  : coefficient de redistribution des contraintes maximales valant 0,7 pour une section rectangulaire.

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est : 1.35G+1.5Vt qui donne les charges suivantes :

$$\begin{cases} q_y = 639,613 \text{ Kg/m} \\ q_z = 472,207 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

#### Calcul de la contrainte $\sigma_{m,y,d}$ induite par la charge projetée sur l'axe z :

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y}{\frac{I_G}{v}}$$

- $M_y$  : moment de flexion, pour une poutre sur deux appuis avec une charge uniformément répartie .
- $M_y = q_z \times \frac{l^2}{8}$  ; avec :
- $q_z$  : charge linéique de poutre en N/mm sur l'axe z ;
- $l$  : distance entre appuis en mm.
- $\frac{I_G}{v}$  : module d'inertie,  $\frac{a^3}{6}$  pour une section carrée.

Donc :

$$\sigma_{m,y,d} = 4.26 \text{ MPa}$$

#### Calcul de la contrainte $\sigma_{m,z,d}$ induite par la charge projetée sur l'axe y

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_z}{\frac{I_G}{v}}$$

- $M_z$  : moment de flexion, pour une poutre sur deux appuis avec une charge uniformément répartie.
- $M_z = q_y \times \frac{l^2}{8}$  ;



Avec :

- $q_y$  : charge linéique de poutre en N/mm sur l'axe y ;
- $l$  : distance entre appuis en mm.
- $\frac{I_G}{v}$  : module d'inertie,  $a^3/6$  pour une section carrée.

Donc :

$$\sigma_{m,z,d} = 3.14 \text{ MPa}$$

#### Calcul de la contrainte de résistance :

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot k_{sys} \cdot k_h$$

- $f_{m,k}$  : contrainte caractéristique de résistance en flexion en MPa = 28 MPa
- $k_{mod}$  : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée (le vent) et de la classe de service = 1.1
- $\gamma_M$  : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau = 1.25
- $k_{sys}$  : le coefficient d'effet système = 1 (entraxe des pannes trop important).
- $k_h$  : coefficient de hauteur = 1.03

Donc :

$$f_{m,d} = 25.36 \text{ MPa}$$

#### ⇒ Justification

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0.255 < 1$$

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = 0.241 < 1$$

Donc :

$$\text{Max} \left( \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} ; \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \right) < 1$$

Flexion déviée composée : (EN 1995-1-1 article 6.3.2)

#### ✓ Justification

Les contraintes de flexion et de compression sont induites par la charge calculée aux ELU, états limites ultimes.

La somme des trois rapports doit rester inférieure à 1 :

- pour l'axe z, contrainte de flexion induite divisée par la contrainte de résistance de flexion ;
- pour l'axe y, contrainte de flexion induite divisée par la contrainte de résistance de flexion ;
- contrainte de compression induite sur la contrainte de résistance de compression déterminée.

Dans cette configuration, il faut :

- diminuer le ratio le plus petit des deux axes de flexion par un coefficient  $k_m$  (Ce coefficient traduit la possibilité de redistribution des contraintes maximales due à la plastification) ;
- majorer le taux de travail de la compression par le coefficient de risque de flambement  $k_{c,y}$  ou de  $k_{c,z}$  correspondant à l'axe non diminué par le coefficient  $k_m$ .

$$\text{Taux de travail} = \text{maximum} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \end{array} \right\} \leq 1$$

- $\sigma_{m,y,d}$  : contrainte de flexion en MPa, correspondant à une déformation dans le plan xz donc aux efforts projetés sur z et une rotation autour de l'axe y.
- $f_{m,y,d}$  : résistance de flexion calculée en MPa de l'axe y.
- $\sigma_{m,z,d}$  : contrainte de flexion en MPa, correspondant à une déformation dans le plan xy donc aux efforts projetés sur y et une rotation autour de l'axe z.
- $f_{m,z,d}$  : résistance de flexion calculée en MPa de l'axe z.
- $k_m$  : coefficient de redistribution des contraintes maximum valant 0,7 pour une section rectangulaire.
- $\sigma_{c,0,d}$  : contrainte de compression induite par la combinaison d'action des états limites ultimes en MPa.
- $f_{c,0,d}$  : résistance de compression calculée en MPa.
- $k_{c,y}$  ou  $k_{c,z}$  : coefficient de flambement d'axe non diminué par le coefficient  $k_m$  de redistribution des contraintes.

### Calcul de la contrainte de compression induite et de la contrainte de compression de résistance

#### ✓ Vérification de l'élancement

Pour une section carrée :  $\lambda_z = \lambda_y = \frac{m \times l \times \sqrt{12}}{a}$

- $m$  : coefficient permettant de définir la longueur de flambement en fonction des liaisons aux extrémités de la barre, soit deux articulations, la rotation au niveau des appuis est possible,  $m = 1$ .
- $l$  : longueur de la panne en mm.
- $a$  : dimension de la pièce carrée en mm.

Ainsi,  $\lambda_z = \lambda_y = 70,744$

#### ✓ Calcul de $k_{c,z}$ (risque de flambage si l'élancement relatif $\lambda_{z,rel} > 0,3$ )

$$\lambda_{z,rel} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}$$

- $\lambda_{rel}$  : élancement relatif.
- $f_{c,0,k}$  : contrainte caractéristique de résistance en compression axiale en MPa.
- $E_{0,05}$  : module axial au 5e pourcentile en MPa (ou caractéristique).
- $\lambda_z$  : élancement maximal (suivant l'axe z).

Ainsi,  $\lambda_{z,rel} = 1,147$

Donc risque de flambage car  $\lambda_{z,rel} > 0,3$ .

✓ Calcul du coefficient  $k_{c,z}$  réducteur de la résistance du bois.

$$K_{c,z} = \frac{1}{K_z + \sqrt{K_z^2 - \lambda_{z,rel}^2}}$$

Avec ;

- $K_z = 0.5 [ 1 + \beta_c(\lambda_{z,rel} - 0.3) + \lambda_{z,rel}^2 ]$
- $\beta_c = 0.1$  pour le bois lamellé – collé

Donc :

$$\begin{cases} K_z = 1,20 \\ K_{c,z} = 0.643 \end{cases}$$

✓ Calcul de la contrainte induite par la charge

La compression est provoquée par l'action du vent longitudinal :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A}$$

- $N$  : effort de compression en Newton (vent longitudinal extrême 1.75 V longitudinal)
- $A$  : aire de la pièce en mm
- $\sigma_{c,0,d}$  : contrainte de compression axiale en MPa.

On a donc :

$$\sigma_{c,0,d} = 4.10 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de la contrainte de résistance en compression axiale

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

- $f_{c,0,d}$  : contrainte de résistance en compression axiale en MPa.
- $f_{c,0,k}$  : contrainte caractéristique de résistance en compression axiale en MPa.
- $k_{mod}$  : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée (le vent) et de la classe de service.
- $\gamma_M$  : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau.

Ainsi ;

$$f_{c,0,d} = 23,32 \text{ MPa}$$

**calcul de la contrainte de flexion induite et de la contrainte de flexion de résistance**

On a :  $F_{m,z,d} = f_{m,y,d} = 25.36 \text{ MPa}$

⇒ **Justification :**

$$\text{Taux de travail} = \text{maximum} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \end{array} \right\} \leq 1$$

Ainsi,

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,z} \times f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + K_m \times \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} &= 0,515 < 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{K_{c,y} \times f_{c,0,d}} + K_m \times \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} &= 0,528 < 1 \end{aligned}$$

- Vérification des déformations (ELS) (EN 1995-1-1 article 7.2)

La deuxième vérification concerne la déformation. La flèche totale est égale à la somme vectorielle de la flèche sur z et y. L'état limite de service est atteint lorsque les déformations admises sont dépassées

$$W_{\text{total}} = \sqrt{W_y^2 + W_z^2}$$

✓ **Calcul de la flèche instantanée Winst (Q) :**

La flèche instantanée est calculée avec la combinaison ELS (INST (Q)) :  $Q + 0.6V_t$

$$q_{\text{inst},y} = 66,32 \text{ Kg/m}$$

$$q_{\text{inst},z} = 104.50 \text{ Kg/m}$$

La solive a une charge symétrique et uniforme, la flèche est définie par la formule :

$$W_{\text{inst}(Q)} = \sqrt{\left( \frac{5 \cdot q_{z,\text{inst}(Q)} \cdot L^4}{384 \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot I_{G,y}} \right)^2 + \left( \frac{5 \cdot q_{y,\text{inst}(Q)} \cdot L^4}{384 \cdot E_{0,\text{mean}} \cdot I_{G,z}} \right)^2}$$

- W : flèche en mm.
- $q_y$  : charge linéique en N/mm projetée sur l'axe y.
- $q_z$  : charge linéique en N/mm projetée sur l'axe z.
- L : distance entre appuis en mm.
- $E_{0,\text{mean}}$  : module moyen axial en MPa.

Ainsi,

$$W_{inst}(Q) = 2.67 \text{ mm.}$$

✓ **Calcul de la flèche différée  $W_{creep}$  :**

La flèche différée est calculée avec la combinaison ELS (DIFF (Q)) :  $K_{def} (G + \psi_2 Q)$

Avec :

$\psi_2 = 0$  (catégorie H : toits)

$$\begin{cases} q_{diff,y} = 335.66 \text{ Kg/m} \\ q_{diff,z} = 243.87 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

En utilisant la même formule que précédemment, on trouve :

$$W_{creep} = 8.95 \text{ mm}$$

✓ **Calcul de la flèche nette finale  $W_{net,fin}$**

$$W_{net,fin} = W_{creep} + W_{inst}(Q) = 11.61 \text{ mm}$$

⇒ **Justification**

$$\begin{cases} W_{inst,lim}(Q) : L/300 = 30.6 \text{ mm} \\ W_{net,fin,lim} : \frac{L}{200} = 45.95 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc :

$$\frac{W_{inst}(Q)}{W_{inst,lim}(Q)} < 1 \quad \text{et} \quad \frac{W_{net,fin}}{W_{net,fin,lim}} < 1$$

**2.3. Dimensionnement et vérification des contreventements :** (EN 1995-1-1 article 6.1)

Les éléments de contreventement d'une charpente en lamellé-collé travaillant en traction sont justifiés sous la combinaison d'action la plus défavorable 1,75 VI.

✓ **Calcul de la contrainte induite par la charge**

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A}$$

Avec :

- N : effort de traction axiale en Newton
- A : la section rectangulaire  $0.1 \times 0.1 \text{ m}^2$
- $\sigma_{t,0,d}$  : contrainte de traction axiale en MPa.
- $\sigma_{t,0,d} = 1 \text{ MPa}$

✓ **Calcul de la contrainte de résistance en traction axiale**

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \times k_h$$

- $f_{t,0,d}$  : contrainte de résistance en traction axiale en MPa.
- $f_{t,0,k}$  : contrainte caractéristique de résistance en traction axiale en MPa.
- $k_{mod}$  : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée (le vent) et de la classe de service,
- $\lambda_M$  : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau.
- $k_h$  : coefficient de hauteur

Ainsi ;

$$f_{t,0,d} = 17,66 \text{ MPa}$$

⇒ Justification

$$\text{Taux de travail} = \frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} = 0,49 < 1$$

**2.4. Vérification du Cisaillement :** (EN 1995-1-1 article 6.1.7)

Le cisaillement est une sollicitation qui est dû à l'action de deux forces situées de part et d'autre d'un plan. Il tend à provoquer un déplacement entre les deux parties de la pièce selon ce plan de glissement. Cette sollicitation peut devenir dimensionnante pour les poutres courtes fortement chargées, les poutres entaillées et les assemblages.

**Vérification de la contrainte de cisaillement au droit des appuis aux ELU**

$$\tau_d = \frac{k_f \times F_{v,d}}{b \times h}$$

Avec :

- $k_f = 1.5$  pour une section carrée ou rectangulaire.
- $F_{v,d}$  : effort tranchant en Newton, pour une poutre sur deux appuis avec un chargement uniforme.
- $F_{v,d} = q \times \frac{L}{2}$
- $b$  : épaisseur de la pièce en mm.
- $h$  : hauteur de la pièce en mm.
- $f_{v,d} = f_{v,k} \times \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$

Avec :

- $f_{v,k}$  : contrainte caractéristique de cisaillement en MPa.
- $k_{mod}$  : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée
- $\gamma_M$  : Coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau



✓ Justification :

$$\text{Taux de travail} = \frac{\tau_d}{K_v \times f_{v,d}} \leq 1 \quad ; \text{ avec :}$$

$K_v$  = Le coefficient d'entaille qui vaut 1 (car il n'y a pas d'entaille).

La combinaison qui donne les sollicitations les plus défavorables est :

$$1.35 \times G + 1.5 \times V$$

Avec :

$$\begin{cases} q_y = 639.60 \text{ Kg/m} \\ q_z = 472.20 \text{ Kg/m} \end{cases}$$

Donc :

$$\tau_d = 0.149 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_{v,d} = 2.816 \text{ MPa}$$

⇒ Justification :

$$\frac{\tau_d}{K_v \times f_{v,d}} = 0.053 < 1$$

**2.5. Dimensionnement et vérification des poutres en arcs (portique) :** (EN 1995-1-1 article 6.4.3)

On réalise les arcs avec des poutres courbes à inertie constante. En utilisant plusieurs feuilles EXCEL, On choisit une section rectangulaire de  $1.2 \times 0.55 \text{ m}^2$  et on la vérifie comme suit :

- Vérification des contraintes (ELU) :

**La contrainte de flexion maximale se trouve dans la zone de faîtage.**

La combinaison la plus défavorable est :  $1.35 \times G + 1.5 \times V$ .

On doit vérifier la condition suivante :

$$\text{Taux de travail} = \frac{\sigma_{m,d}}{k_r \times f_{m,d}} \leq 1$$

Avec ;

- $k_r$  : coefficient de réduction de résistance de flexion des lamelles lorsqu'elles sont cintrées

$$k_r = \begin{cases} 1, & \text{pour } \frac{r_{in}}{t} \geq 240 \\ 0.76 + 0.001 \cdot \frac{r_{in}}{t}, & \text{pour } \frac{r_{in}}{t} < 240 \end{cases}$$

- $r_{in}$  : rayon intérieur : 15.32 m
- $t$  : épaisseur des lamelles : 45 mm.
- $\frac{r_{in}}{t} = 340.44$

Donc :

$$K_r = 1$$

- $\sigma_{m,d}$  : contrainte de flexion au faîtage induite par la combinaison d'action des états limites ultimes en MPa

$$\sigma_{m,d} = k_l \times \frac{6 \times M_{ap,d}}{b \times h^2}$$

Avec :

- $M_{ap,d} = q \times L^2 / 8$  : moment de flexion .
- $b$  et  $h$  sont l'épaisseur et hauteur de poutre
- $k_l$  : coefficient fonction de la forme de la poutre

$$k_l = K_1 + K_2 \times \left(\frac{h}{r}\right) + K_3 \times \left(\frac{h}{r}\right)^2 + K_4 \times \left(\frac{h}{r}\right)^3 :$$

$\alpha = 0^\circ$  lorsque la poutre courbe a une section constante.

$$K_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha + 5,4 (\tan \alpha)^2$$

$$k_1 = 1$$

$$k_2 = 0,35 - 8 \tan \alpha$$

$$k_2 = 0,35$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \tan \alpha - 7,8 (\tan \alpha)^2$$

$$k_3 = 0,6$$

$$k_4 = 6 (\tan \alpha)^2$$

$$k_4 = 0$$

ce qui donne :

$$k_l = 1 + 0,35 \times \left(\frac{h}{r}\right) + 0,6 \times \left(\frac{h}{r}\right)^2, \text{ Avec : } \frac{h}{r} = 0,078$$

$$k_l = 1,0311$$

Donc :

$$\sigma_{m,d} = 7,035 \text{ MPa}$$

- $f_{m,d}$  : résistance de flexion calculée en MPa

$$f_{m,d} = f_{m,k} \times \frac{K_{mod}}{\gamma_M} \times k_{sys} \times k_h$$

- $f_{m,k}$  : contrainte caractéristique de résistance en flexion en MPa.
- $k_{mod}$  : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée et de la classe de service.
- $\gamma_M$  : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau.
- $k_{sys}$  : égal à 1, car les travées sont supérieures à 1,2 m.
- $k_h$  : égal à 1, la hauteur au faîtage est supérieure à 600 mm.

Donc,

$$f_{m,d} = 24,64 \text{ MPa}$$

⇒ Justification

$$\text{Taux de travail} = \frac{\sigma_{m,d}}{k_r \times f_{m,d}} = 0,285 < 1$$

### Contrainte de traction perpendiculaire au fil dans la zone de faîtage

$$\text{Taux de travail} = \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \times k_{vol} \times f_{t,90,d}} \leq 1$$

- $k_{dis}$  : coefficient de dispersion des contraintes dans la zone de faîtage  
 $k_{dis} = 1,4$
- $k_{vol}$  : coefficient traduisant l'influence du volume contraint sur la résistance en traction perpendiculaire au fil

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.2}$$

- $V_0$  : volume de référence = 0,01 m<sup>3</sup>
- $V$  : volume dans la zone de faîtage, avec  $V$  limité aux deux tiers du vol
- $V = \frac{2}{3} \left( b \times h \times 2 \times 3.14 \times R \times \frac{2 \times \arcsin\left(\frac{L}{2 \times R}\right)}{360} \right) = 9.58 \text{ m}^3$

Donc

$$k_{vol} = 0,253$$

- $\sigma_{t,90,d}$  : contrainte de traction perpendiculaire au fil dans la zone de faîtage en MPa

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \times \frac{6 \times M_{ap,d}}{b \times h^2}$$

- $M_{ap,d}$  : moment de flexion déterminé au faîtage = 90068.5 daN.m
- $b$  et  $h$  : épaisseur 0.55 m et hauteur au faîtage de la poutre 1.2 m
- $k_p$  : coefficient fonction de la forme de la poutre.

$$k_p = K_5 + K_6 \times \left(\frac{h}{r}\right) + K_7 \times \left(\frac{h}{r}\right)^2$$

$\alpha = 0$  lorsque la poutre courbe a une section constante

$$k_5 = 0,2 \tan \alpha$$

$$k_5 = 0$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \tan \alpha + 2,6 (\tan \alpha)^2$$

$$k_6 = 0,25$$

$$k_7 = 2,1 \tan \alpha - 4 (\tan \alpha)^2$$

$$k_7 = 0$$

Ce qui donne :

$$k_p = 0,25 \times \left(\frac{h}{r}\right) = 0,019$$

Donc :

$$\sigma_{t,90,d} = 0.133 \text{ MPa}$$

- $f_{t,90,d}$  : contrainte de résistance en traction perpendiculaire au fil en MPa

$$f_{t,90,d} = f_{t,90,k} \times \frac{K_{mod}}{\gamma_M}$$

- $f_{t,90,k}$  : contrainte caractéristique de résistance en traction

- perpendiculaire au fil en MPa.
- $k_{mod}$  : coefficient modificatif en fonction de la charge de plus courte durée et de la classe de service.
  - $\gamma_M$  : coefficient partiel qui tient compte de la dispersion du matériau.

$$f_{t,90,d} = 0,396 \text{ MPa}$$

⇒ Justification

$$\text{Taux de travail} = \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \times k_{vol} \times f_{t,90,d}} = 0,951 < 1$$

**Remarque :**

Le taux de travail de la contrainte en traction perpendiculaire au fil est supérieur au taux de déformation. Il est dimensionnant.

- Vérification des déformations (ELS)

La deuxième vérification concerne la déformation. L'état limite de service est atteint lorsque les déformations admises sont dépassées

Le calcul analytique de la déformation étant fastidieux, nous prendrons les valeurs déterminées par le Logiciel.

$$W_{inst}(Q) = 5.4 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche  $W_{net,fin}$**

La flèche différée est calculée avec la combinaison ELS (DIFF) :

$$q_{diff} = k_{def} (G + \psi_2 Q)$$

Avec ;

$$k_{def} = 0.8$$

$$\psi_2 = 0$$

La flèche totale étant proportionnelle à la charge, elle sera calculée par la formule :

$$W_{net,fin} = W_{inst}(Q) \left( 1 + \frac{k_{def} \times (G + \psi_2 Q) + G}{Q} \right) = 40.6 \text{ mm}$$

⇒ Justification :

$$\begin{cases} W_{inst,lim}(Q) : \frac{L}{300} = 66.6 \text{ mm} \\ W_{net,fin,lim} : \frac{L}{200} = 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc :

$$\frac{W_{inst}(Q)}{W_{inst,lim}(Q)} < 1 \quad \text{et} \quad \frac{W_{net,fin}}{W_{net,fin,lim}} < 1$$

### 3. Conclusion du chapitre :

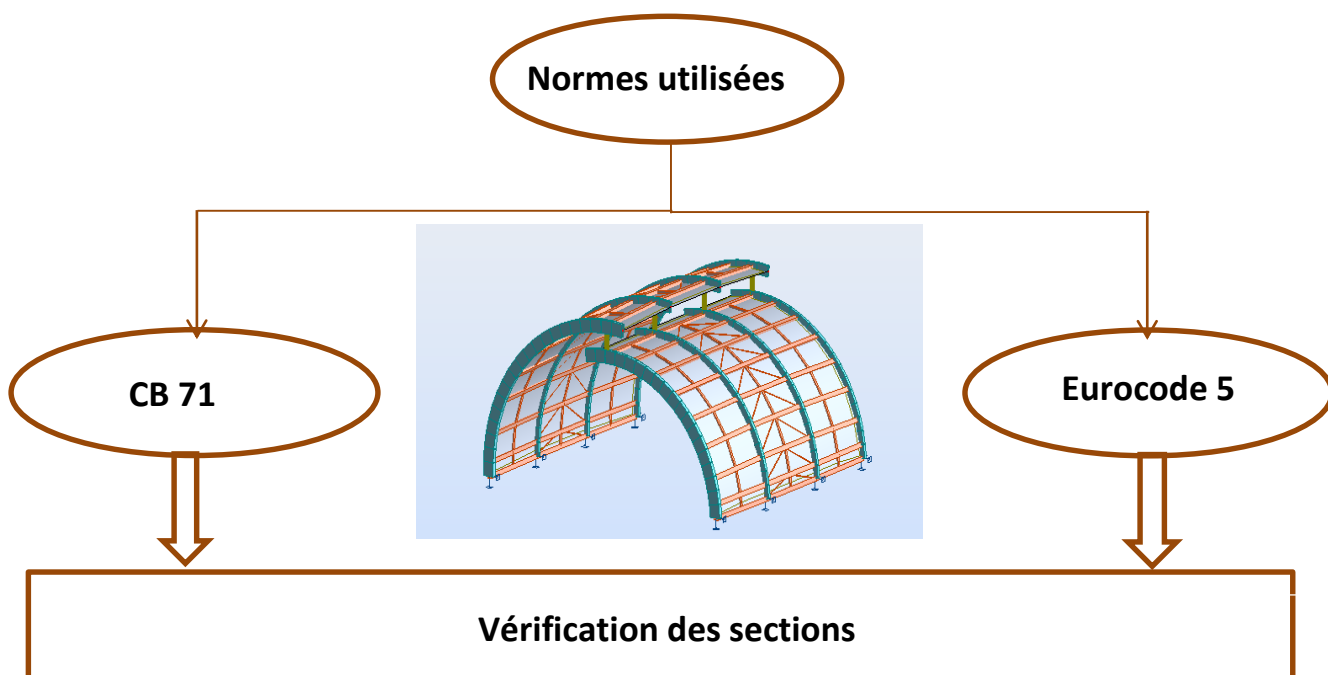


Figure II-94 : conclusion variante bois

Bois GL28h					
Bloc central		Panne	Contreventement	Arc	Chevron
	CB 71	REC 400*400	REC 50*100	REC 1200*400	REC 25*25
	Eurocode5	REC 450*450	REC 100*100	REC 1200*550	REC 25*25

Tableau II-52 : résultats de la variante bois (dimensions en mm)

#### Remarque :

- On note bien que l'Eurocode 5 est plus sécuritaire que les règles CB71, on adopte alors les résultats de dimensionnement fourni par application de Eurocode 5.
- Pour plus de détail concernant les combinaisons de charges et notes de calculs de la variante Bois, veuillez consulter le Document ANNEXE – Annexes IV , V et VI.

## Chapitre VII : Comparaison des variantes

Pour des raisons d'esthétique et de cohérence de la structure, on choisit de réaliser l'ensemble des blocs avec une même conception en jouant sur les dimensions des profilés.

Dans ce chapitre, on étudie uniquement le bloc central afin de faciliter les calculs et on généralise par la suite sur l'ensemble de la toiture.

## I. Poids et ratio des variantes :

Afin de pouvoir cheminer vers une démarche comparative de nos différentes variantes, nous commençons par l'évaluation de la légèreté de chacune.

Ainsi, on définit un rapport du poids total des éléments de la variante par unité de surface du bloc  $S = 1202.35 \text{ m}^2$  ; appelé ratio en ( $\text{Kg/m}^2$ ) ; pour avoir une base de comparaison.

### 1. Variantes en acier E36 :

#### 1.1. A âme pleine :

Les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

	âme pleine				
	Panne	Contreventement	liernes	Arc	total Bloc
	HEA 200	CAE 75*7	ROND 14	INERTIE VAR	central
nombre de barres	57	34	51	8	150
longueur(m)	9,19	5,5	3	20	
poids (kg/m)	43,2	7,93	1,3	297,7026	
poids (kg)	22629,456	1482,9	198,9	55253,6026	79564,86856
Ratio ( $\text{Kg/m}^2$ )					66,174

**Tableau II-53 : ratio variante âme pleine**

- ✗ Cette variante présente l'inconvénient de difficulté de réalisation vis-à-vis du cintrage des profilés de grandes dimensions.



### 1.2. En treillis plan :

Les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

	Treillis plan							
	Panne			Portique			contreventement	total Bloc central
	Diagonale	Membrure	Montant	Diagonale	Membrure	Montant		
	TRON 70x2.9	TRON 139x8	TRON 88x2.5	TRON 152x5	TRON 273x5	TRON 168x5	CAE 75x7	
Longueur totale des barres(m)	114	1031	275,4	268,48	698.2	155.6	184,28	
poids (kg/m)	4,8	26.4	5.33	21.9	33,4	23.3	7,93	
poids (kg)	547,2	27218.40	1467.882	5879.71	23319.88	3625.48	1461,34	63519.89
Ratio (Kg/m2)								52.83

**Tableau II-54 : ratio variante treillis plan**

### 1.3. En treillis spatial :

Les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

	Treillis spatial						
	Panne			Portique			total Bloc central
	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	
Profil	TRON 60x5	TRON 60x5	TRON 60x5	TRON 139x8	TRON 168x10	TRON 139x12.5	
nombre de barres	872	342	689	457	150	332	2842
longueur(m)	1	1,5	1,5	1	1,5	1,5	
poids (kg/m)	6,82	6,82	6,82	32	39	38.2	
poids (kg)	5947,04	3498,66	7048,47	14624	8775	19023.6	58916. 77
Ratio (Kg/m2)							49.001

**Tableau II-55 : ratio variante treillis spatial**

## 2. Variante en Bois GL28h :

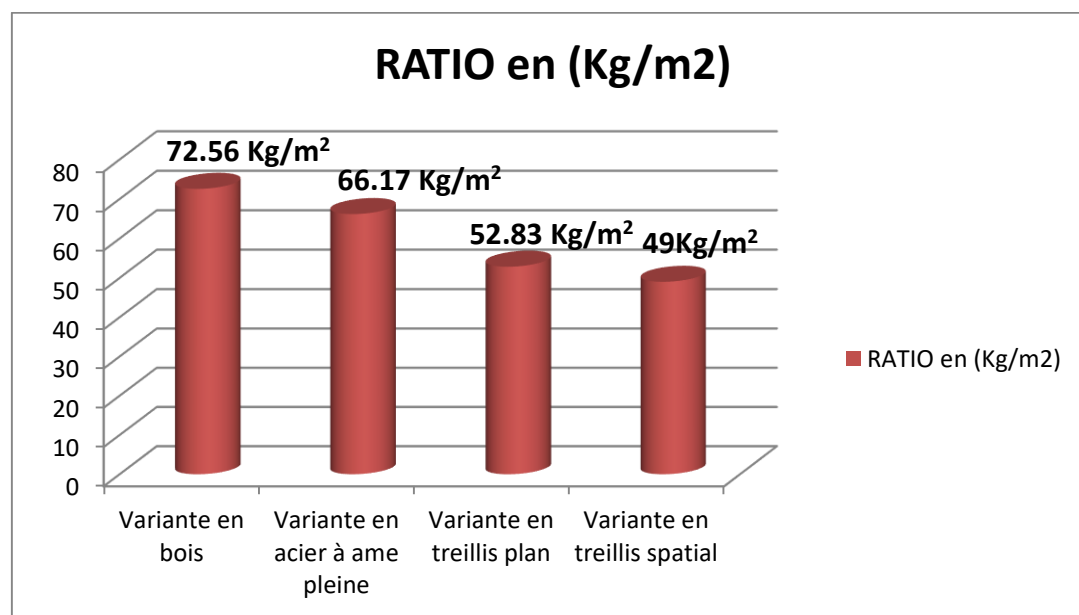
Les résultats sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

	Bois GL28h				total Bloc central
	Panne REC 450*450	Contreventement REC 50*100	Arc REC 1200*550	Chevron REC 25*25	
nombre de barres	57	34	8	102	201
longueur(m)	9,19	5,5	20	3	
poids (kg/m)	83.025	2,05	270.6	0.256	
poids (kg)	43490.9858	383,35	43296	78.41	87248.7483
Ratio (Kg/m2)					72.56

**Tableau II-56 : ratio variante bois**

## 3. Récapitulation :

On résume les résultats obtenus dans le graphe suivant :



**Figure II-95 : Ratios en Kg/m² de toutes les variantes – Pour le bloc central**

- ✓ Ce graphe met en relief la légèreté du treillis par rapport aux autres variantes. En se basant uniquement sur ce critère, on trouve que la conception en treillis spatial est le bon choix.

## II. Estimation du coût des variantes :

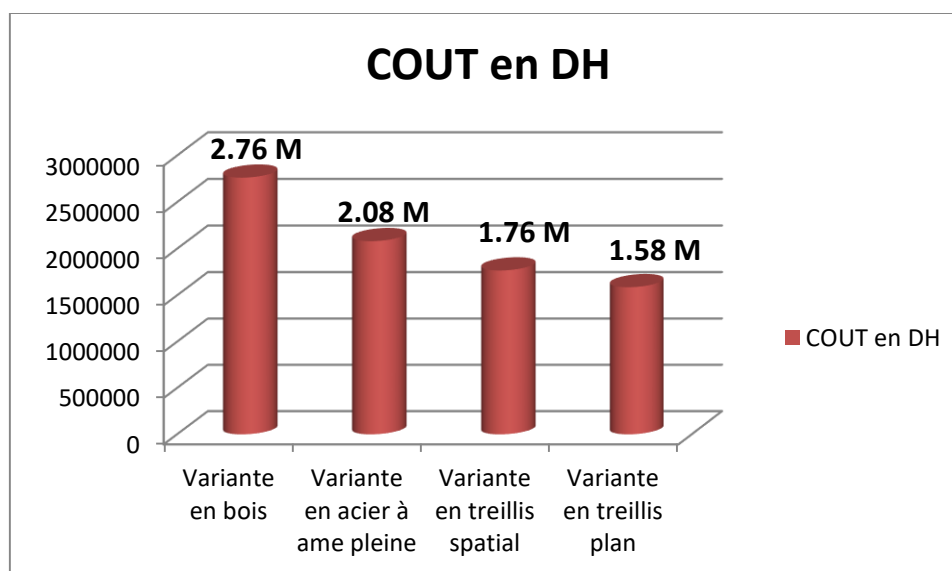
Vu que l'économie est un critère primordial à la réalisation de tous les projets, on évalue le coût de chaque variante afin de nous assurer du bon choix.

Le coût total des différentes variantes ; en acier et en bois ; figurent dans le tableau suivant :

		Quantité	unité	Prix unitaire (DH)	Coût (DH)
Variante à âme pleine	structure secondaire (inertie constante)	24311,266	Kg	22	534847,85
	structure principale (inertie variable)	55253,602	Kg	28	1547100,9
	total variante à âme pleine				2081948,7
Variante en treillis plan	structure secondaire	29233,48	Kg	25	730837,05
	structure principale	34286,412	Kg	25	857160,31
	total variante en treillis plan				1587997,4
Variante en treillis spatial	structure secondaire	16494,17	Kg	30	494825,1
	structure principale	42422,6	Kg	30	1272678
	total variante en treillis spatial				1767503,1
Variante en bois	structure secondaire	107.201	m <sup>3</sup>	11000	1179220.075
	structure principale	105.6	m <sup>3</sup>	15000	1584000
	total variante en bois				2763220.075

**Tableau II-57 : coût total des différentes variantes**

Ainsi, pour bien comprendre les résultats, on converti le tableau ci-dessus en graphe explicitant la différence de coût des quatre variantes.



**Figure II-96 : Coût en DH de toutes les variantes – Pour le Bloc central**

- ✔ On remarque bien que le treillis spatial présente un cout modérée par rapport aux variantes bois et à âme pleine. Donc notre choix est validé vis-à-vis de l'économie.

#### Commentaire :

En s'appuyant sur les critères légèreté et cout, on note bien que les treillis ; spatial et plan ; surclassent les autres variantes. Mais, pour ce projet, on trouve ; en plus des deux critères cités précédemment ; autres exigences qui entrent en jeu tel l'esthétique, la technologie utilisée et la durabilité que notre structure doit respecter.

Afin de prendre en considération toutes les contraintes du projet, **on recourt à l'analyse multicritères.**

### III. ANALYSE MULTICRITÈRES :

Le choix d'une variante au détriment d'une autre est une opération nécessitant une étude approfondie des différents critères ; économiques, techniques, écologiques et esthétiques ; qui entrent en jeu. l'analyse multicritère représente un aide à la décision permettant de choisir une solution optimale tout en explicitant une famille cohérente de critères pour concevoir, justifier et transformer les préférences au sein d'un processus de décision.

L'analyse multicritères a donc pour objet de comparer les différentes variantes de toiture étudiées précédemment :

- ♣ En charpente métallique : profilés à âme pleine

Treillis plan

Treillis spatial

- ♣ En bois : section pleine rectangulaire

Afin de trancher sur la variante la plus adéquate à notre projet de fin d'études « la nouvelle gare routière de Rabat ».

#### 1. Principales méthodes de l'analyse multicritère de l'aide à la décision

Les méthodes d'analyse multicritère sont des outils d'aide à la décision développés depuis les années 1960. De nombreuses méthodes ont été proposées :

##### 1.1. Méthodes ELECTRE

Ces méthodes ont été développées par Bernard Roy au début des années 1970. Il a ainsi initié toute une série de méthodes, dites de sur-classement, basées sur des comparaisons d'actions deux à deux. Celles-ci demandent peu d'information pour pouvoir être implémentées ; de plus

cette information est facilement accessible au décideur. Ces méthodes fournissent donc des résultats solides, mais pauvres.

### 1.2. Méthodes PROMETHEE

Elles sont aussi des méthodes de sur-classement basées sur les théories de Roy. Ces méthodes commencent par attribuer un poids et un type à chaque critère. Le type de ce critère est en quelque sorte une fonction de préférence. Ainsi, pour une différence brute entre deux actions, le type va permettre d'avoir une différence de performance normée ; prenant en compte les particularités d'évaluation relativement à un critère.

### 1.3. Méthode MACBETH

Cette approche itérative de questionnement du décideur a pour but de quantifier l'attractivité relative de chaque action par rapport à une autre. Elle ne requiert qu'un jugement qualitatif de préférence, ce qui lui permet de s'affranchir des critiques concernant les notations et leurs références. Le système est basé sur un programme vérifiant la consistance des données fournies et créant une échelle de priorité.

### 1.4. AHP : Analytic Hierarchy Process

L'analyse hiérarchique multicritère inventée par le mathématicien Thomas Saaty permet la comparaison et le choix entre des options préétablies. Elle repose sur la comparaison de paires d'options et de critères. La philosophie de cette méthode suit 3 grands principes :

- La structuration hiérarchique : décomposition du problème en sous problèmes.
- La structuration des priorités : classement des éléments selon leur importance relative.
- La cohérence logique : les éléments sont regroupés et classés de façon logique.

### 1.5. Choix de la méthode

Pour ce faire, on procédera par la méthode AHP (Analytic Hierarchy Process). Le choix de cette méthode est dû à sa capacité à pouvoir simplifier des situations complexes, les bases sur lesquelles s'effectuent les choix des critères sont souvent simples, compréhensibles et mises au point par le groupe qui conduit l'analyse. En outre, la méthode AHP rationalise le processus conduisant au choix. La décision est alors dite rationnelle, systématique et correctement prise.

#### Avantages de la méthode AHP :

- ✓ Sa capacité de structurer un problème complexe, multicritère, multi personne et multi période de façon hiérarchique,
- ✓ La comparaison binaire des éléments (alternatives, critères et sous critères),
- ✓ La possibilité d'utiliser un support informatique de la méthode AHP, le logiciel Expert Choice.

## 2. La méthode AHP :

### 2.1. Etapes de la méthode AHP

- Étape 1 : Décomposer le problème complexe en une structure hiérarchique

**Niveau 0** : Définition de l'objectif cible ;

**Niveau 1** : Définition des critères de décision ou d'analyse ;

**Niveau 2** : Définition des sous-critères pour chaque critère ;

**Niveau 3** : Le dernier niveau de la hiérarchie comprendra les différentes variantes.

- Étape 2 : Effectuer les combinaisons binaires

Il s'agit de comparer l'importance relative de tous les éléments appartenant à un même niveau de la hiérarchie pris deux par deux, par rapport à l'élément du niveau immédiatement supérieur. Pour cela il faut configurer une matrice carrée  $M$  ( $K \times K$ ), formée par les évaluations des rapports des poids.

On obtient de cette façon :  $M=(a_{ij})_{1 \leq i,j \leq K}$  ;  $K$  étant le nombre d'éléments comparés

Avec :

$$a_{jj} = 1 \text{ et } a_{ij} = 1/a_{ji}$$

Les valeurs  $a_{ij}$  sont déterminées à l'aide de l'échelle suivante :

echelle numerique	echelle verbale
1	importance égale des deux éléments
3	un élément est peu plus important que l'autre
5	un élément est plus important que l'autre
7	un élément est beaucoup important que l'autre
9	un élément est absolument plus important que l'autre
2.4.6.8	valeurs intermédiaire entre deux jugements

**Tableau II-58 : Echelle des valeurs d'après Saaty**

- Étape 3 : Déterminer les priorités
  - On détermine l'importance relative de chacun des éléments de la hiérarchie à l'aide des vecteurs de priorités locales normalisés  $[C]$ .
- Étape 4 : Synthétiser les priorités
  - Une fois que les priorités locales pour tous les critères figurant dans la hiérarchie ont été

déterminées, On calcule un score d'évaluation global attaché à chacune des solutions alternatives identifiées. On obtient alors un vecteur  $\{pi_1, pi_2, \dots, pi_n\}$  qui indique l'impact du critère  $i$  sur chacune des alternatives.

## 2.2. Application de la méthode :

Décomposition du problème complexe en une structure hiérarchique

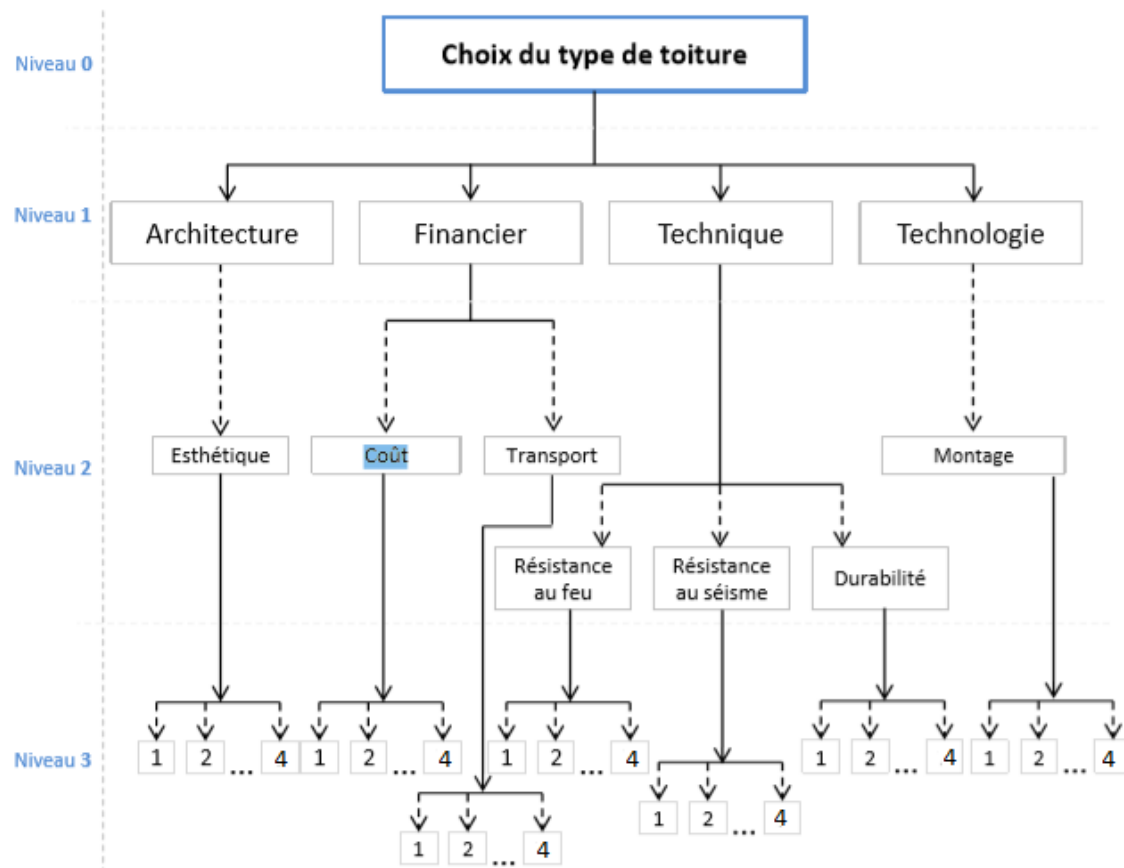


Figure II-97 : Décomposition en structure hiérarchique

1. Toiture en Treillis spatial
2. Toiture en Bois
3. Toiture en treillis plan
4. Toiture en profilés à âme pleine.

### Comparaison au niveau 1

Selon les exigences du maître d'ouvrage, on construit une matrice  $[A]$  de comparaison entre les différents critères de choix de niveau 1 :



	technique	financier	architecture	technologie
technique	1	1	2	5
financier	1	1	2	3
architecture	0,5	0,5	1	3
technologie	0,2	0,33	0,3	1
SOMME	2,7	2,8	5,3	12

**Tableau II-59 : matrice de comparaison entre les différents critères de choix de niveau 1**

Par exemple, l'aspect technique est d'importance égale que l'aspect Financier, un peu plus importants que l'aspect Architectural de la gare, et absolument plus importants que la technologie utilisée. Afin de déterminer le vecteur de priorité  $C$  de la matrice  $[A]$  on construit à partir de celle-ci une matrice  $[B]$  défini par :

$$\text{pour } 1 < j < 4 ; 1 < i < 4 : \quad b_{ij} = \frac{a_{ij}}{\sum_{n=1}^4 a_{nj}}$$

	technique	financier	architecture	technologie
technique	0,37	0,35	0,38	0,42
financier	0,37	0,35	0,38	0,25
architecture	0,19	0,18	0,19	0,25
technologie	0,07	0,12	0,06	0,08

**Tableau II-60 : matrice B**

[Le vecteur de priorité]  $\text{niveau}_1 = \begin{pmatrix} c_{1,\text{niv}1} \\ c_{2,\text{niv}1} \\ c_{3,\text{niv}1} \\ c_{4,\text{niv}1} \end{pmatrix}$  est calculé comme suit :

$$[C]_{\text{niveau}_1} = \frac{\sum_{j=1}^4 b_{ij}}{\sum_{i=1}^4 \sum_{j=1}^4 b_{ij}} = \begin{pmatrix} 0,379 \\ 0,337 \\ 0,200 \\ 0,084 \end{pmatrix}$$

### Comparaison de niveau 2

Pour chaque critère de choix on dressera une matrice de comparaison entre ses différents sous critères et on détermine ensuite le vecteur de priorité :

→ Le critère financier :

		cout	transport	[C]financier
Financier	cout	1	6	0,857
	transport	0,16	1	0,143

**Tableau II-61 : critère financier**

→ Le critère technique :

		Durabilité	Résistance au Séisme	Résistance au feu	[C]Technique
Technique	Durabilité	1	2	4	0,6
	Résistance au Séisme	0,50	1	1	0,21
	Résistance au feu	0,25	1,0	1	0,2

Tableau II-62 : critère technique

### Comparaison de niveau 3

Pour chaque sous critère, on dressera une matrice de comparaison entre les différentes variantes, ainsi que le vecteur de priorité.

		treillis spatial	toiture en bois	treillis plan	âme pleine	[C]Esthétique
Esthétique	treillis spatial	1,00	1,00	6,00	9,00	0,39
	toiture en bois	1,00	1,00	8,00	9,00	0,43
	treillis plan	0,17	0,13	1,00	5,00	0,14
	âme pleine	0,11	0,11	0,20	1,00	0,03

		treillis spatial	toiture en bois	treillis plan	traverse pleine	[C]Cout
Cout	treillis spatial	1,00	5,00	0,33	5,00	0,37
	toiture en bois	0,20	1,00	0,25	3,00	0,15
	treillis plan	3,00	4,00	1,00	5,00	0,43
	âme pleine	0,20	0,33	0,20	1,00	0,06

		treillis spatial	toiture en bois	treillis plan	traverse pleine	[C]Transport
Transport	treillis spatial	1,00	5,00	1,00	5,00	0,42
	toiture en bois	0,20	1,00	0,25	2,00	0,12
	treillis plan	1,00	4,00	1,00	5,00	0,39
	âme pleine	0,20	0,50	0,20	1,00	0,07

		treillis spatial	toiture en bois	treillis plan	traverse pleine	[C]Feu
Résistance au feu	treillis spatial	1,00	0,11	2,00	3,00	0,15
	toiture en bois	9,00	1,00	9,00	9,00	0,71
	treillis plan	0,50	0,11	1,00	2,00	0,09
	âme pleine	0,33	0,11	0,50	1,00	0,05

		treillis spatial	toiture en bois	treillis plan	traverse pleine	[C]Séisme
Résistance au séisme	treillis spatial	1,00	9,00	4,00	8,00	0,53
	toiture en bois	0,11	1,00	0,14	2,00	0,08
	treillis plan	0,25	7,00	1,00	6,00	0,35
	âme pleine	0,13	0,50	0,17	1,00	0,04

		treillis spatial	toiture en bois	treillis plan	traverse pleine	[C]Durabilité
Durabilité	treillis spatial	1,00	3,00	2,00	4,00	0,40
	toiture en bois	0,33	1,00	0,33	0,33	0,08
	treillis plan	0,50	3,00	1,00	4,00	0,34
	âme pleine	0,25	3,00	0,25	1,00	0,18

		treillis spatial	toiture en bois	treillis plan	traverse pleine	[C]Montage
Montage	treillis spatial	1,00	3,00	1,00	0,25	0,21
	toiture en bois	0,33	1,00	0,33	0,25	0,08
	treillis plan	1,00	3,00	1,00	0,33	0,22
	âme pleine	4,00	4,00	3,00	1,00	0,49

**Tableau II-63 : matrice de comparaison entre les différentes variantes**

Calcul du score :

		Score {Architecture} = [C]Esthétique.
Architecture	treillis spatial	0,389
	toiture en bois	0,435
	treillis plan	0,144
	âme pleine	0,033

**Tableau II-64 : comparaison des variantes (critère architectural)**

		Coût c1,Finance*[C]coût	Transport c2,Finance*[C]Transport	Score {Finance} = c1,Finance*[C]coût+c2,Finance*[C]Transport
Financier	treillis spatial	0,318	0,060	0,379
	toiture en bois	0,125	0,017	0,142
	treillis plan	0,365	0,055	0,421
	âme pleine	0,049	0,010	0,058

**Tableau II-65 : comparaison des variantes (critère financier)**

		Feu c3,Technique *[C]Feu	Séisme c2,Technique*[ C]Séisme	Durabilité c1,Technique*[C] Durabilité	Score {Technique}
Technique	treillis spatial	0,030	0,113	0,238	0,381
	toiture en bois	0,135	0,017	0,048	0,200
	treillis plan	0,017	0,073	0,203	0,293
	âme pleine	0,009	0,009	0,107	0,126

Tableau II-66 : comparaison des variantes (critère technique)

Technologie	Score {Technologie} = [C]Montage.
treillis spatial	0,214
toiture en bois	0,078
treillis plan	0,218
âme pleine	0,490

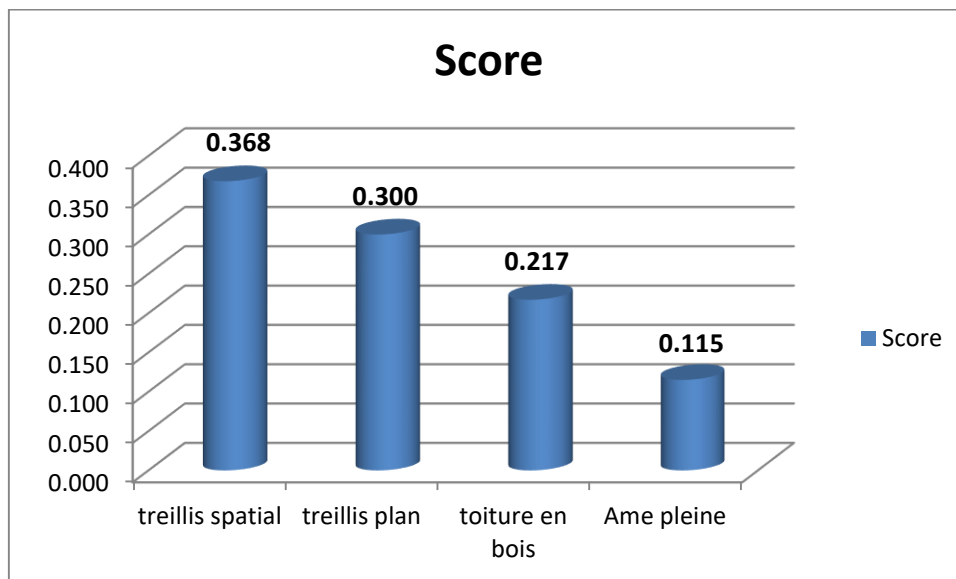
Tableau II-67 : comparaison des variantes (critère technologique)

Synthétisation des résultats :

	C3,niv1* Score {Architecture}	C2,niv1* Score {Finance}	C1,niv1* Score {Technique}	C4,niv1* Score {Technologie}	Score
treillis spatial	0,078	0,128	0,144	0,018	0,368
toiture en bois	0,087	0,048	0,076	0,007	0,217
treillis plan	0,029	0,142	0,111	0,018	0,300
âme pleine	0,007	0,020	0,048	0,041	0,115

Tableau II-68 : résultats de l'analyse multicritère

On récapitule les résultats de l'analyse multicritère dans le graphe ci-dessous :



**Figure II-98 : graphe récapitulant les résultats de l'analyse multicritère**

**Commentaire :**

- ⇒ Le dernier tableau illustre le score de chaque variante en regard de chaque critère ainsi que le score final.
- ⇒ On remarque d'après l'analyse du graphe que la variante toiture en Treillis spatial surclasse les autres variantes.

**Conclusion :**

la meilleure solution pour réaliser la toiture de notre projet ; suite à l'analyse AHP et au critère de légèreté ; sera alors en Treillis spatial .Le résultat obtenu explique l'utilité de l'analyse multicritères qui a permis de combiner les différents critères qui entrent en jeu et les pondérer selon leurs degrés de priorité afin de trancher sur une solution qui répond le mieux aux attentes du maître d'ouvrage.

## Chapitre VIII: Assemblages

Le nœud d'assemblage, liant les barres de triangulations ; membrures et diagonales, constitue le point clé des éléments en treillis spatial.

Il est impératif que les nœuds d'assemblages présentent la plus grande rigidité et que les Liaisons des barres sur ces nœuds s'effectuent sans jeu.

## I. Types d'assemblage :

On distingue deux systèmes d'assemblage pour notre treillis spatial :

### ➤ Assemblage par goussets (*aplatissement de tubes et goussets soudés*) :

Qui consiste à souder sur les membrures, des goussets en tôle dans les directions des barres dont les extrémités sont aplaties de manière à permettre l'attache par soudure ou boulonnage. Mais ce type d'assemblage, outre la difficulté de sa réalisation, diminue la résistance des sections nettes des barres.



Figure II-99 : Assemblage de tubes par goussets

### ➤ Assemblage sphérique.

Le système d'assemblage est constitué fondamentalement de deux types d'éléments : nœuds et barres.

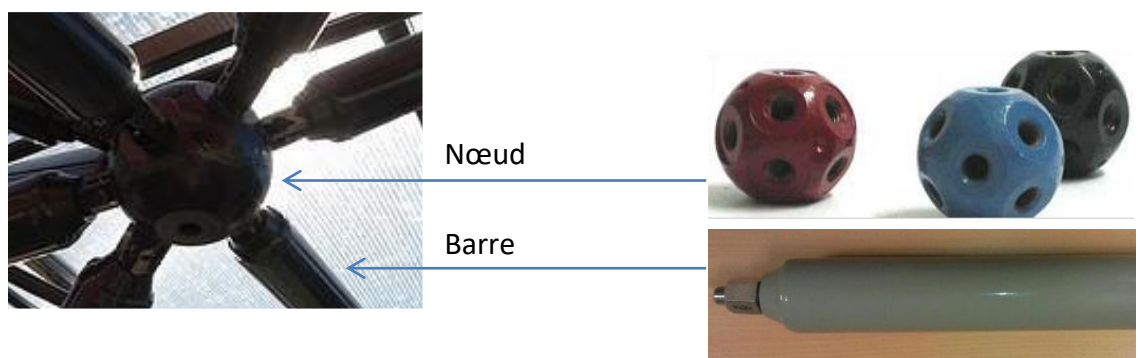
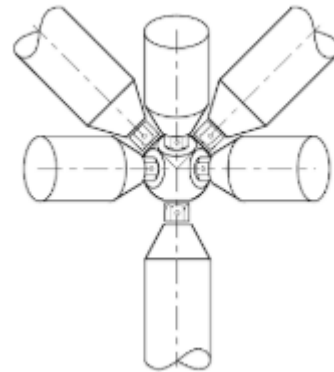
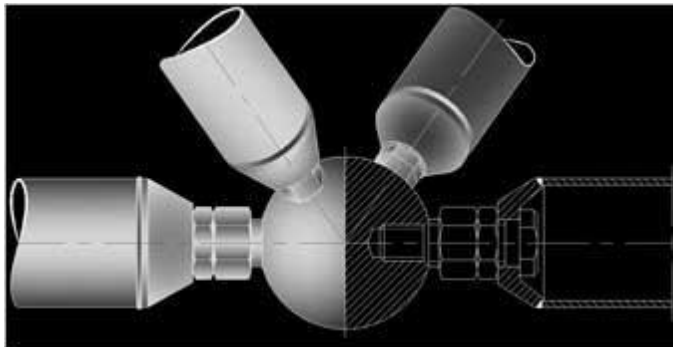


Figure II-100 : assemblage sphérique – Nœud + barres

Le nœud est une pièce sphérique pourvue d'une série d'orifices filetés suivant les directions des barres qui doivent s'y assembler. La disponibilité quant aux possibles directions d'accès des barres est pratiquement totale, étant limitée uniquement par l'angle minimum que doivent maintenir deux barres contiguës pour éviter l'interférence entre elles.





**Figure II-101 : Détail assemblage barres-nœud**

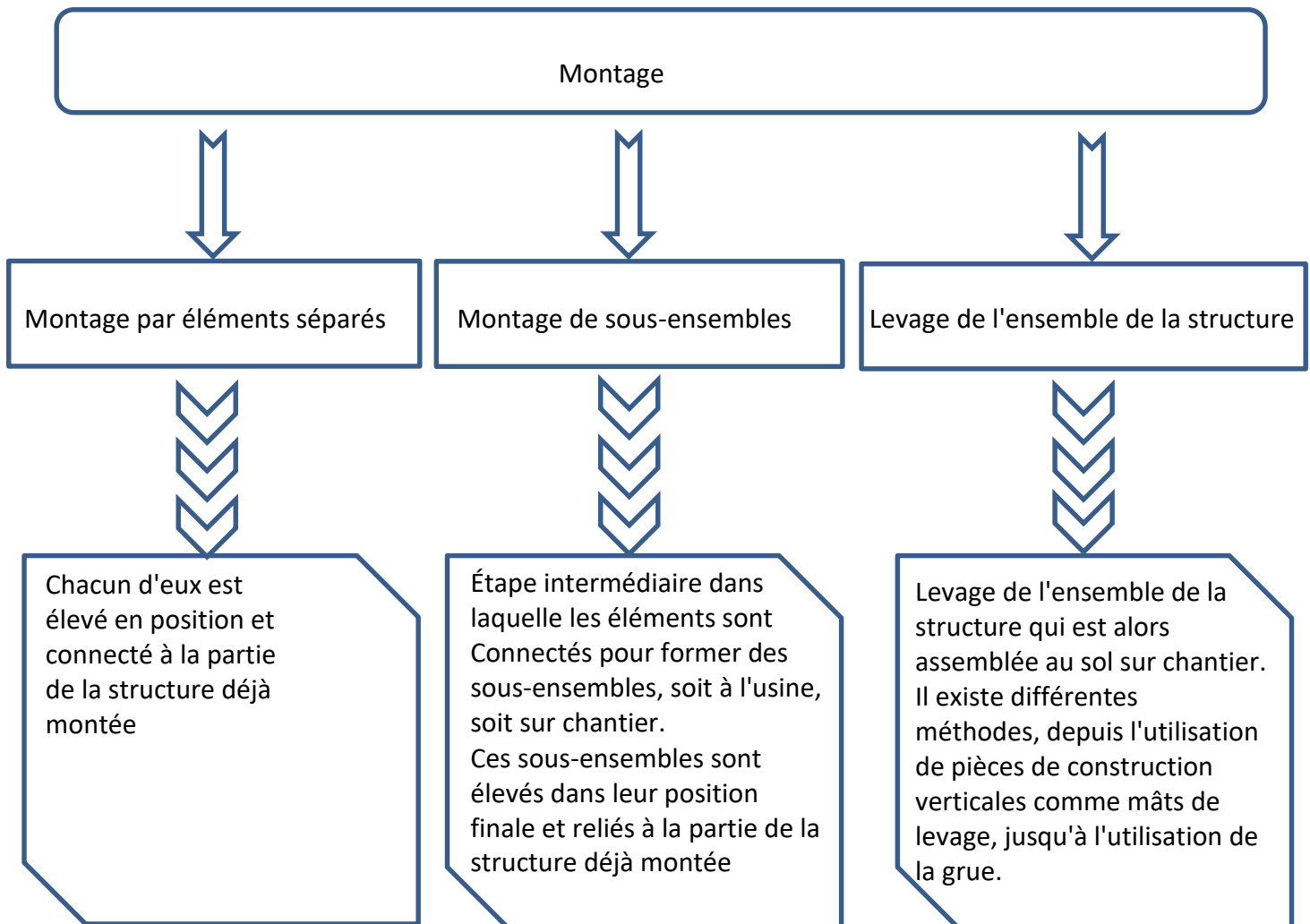
Les barres ont un profilé tubulaire et portent sur leurs extrémités les mêmes douilles coniques pourvues d'orifices axiaux. Ces douilles sont traversées par des vis spécialement conçues qui présentent deux corps filetés dont le filet à sens inverses. Ce double sens du filet permet d'obtenir, avec uniquement un sens d'actionnement sur la vis, deux vissages, celui de la sphère avec la vis et celle-ci avec la barre grâce aux écrous placés sur le corps de la vis.

Tout ce système permet la rétraction de la vis vers l'intérieur de la barre de façon que celle-ci puisse s'assembler et se séparer sans modifier les positions relatives des deux sphères qu'elle unit, même lorsqu'elles se trouvent sur leur position définitive. Ceci donne une flexibilité extraordinaire dans le procédé de montage de la maille et facilite l'éventuel remplacement d'une barre.

Ce système permet d'obtenir une rigidité axiale élevée, de façon que les discontinuités de comportement qu'introduit inévitablement toute union vissée restent réduites.

→ Montage :

Les méthodes de montage peuvent être regroupées en trois catégories :



**Figure II-102 : Les trois méthodes de montage possible**

Le choix de la méthode de réalisation des travaux dépend essentiellement :

- de la nature du projet en termes de dimension ;
- des conditions opérationnelles : agencement réel du chantier, moyens de levage disponibles, coûts de transport, expérience...;
- de la sécurité.

Dans les cas 1 et 2, il est fondamental de prévoir l'utilisation de supports provisoires (Étaisements) parce que la structure n'est pas encore stable.

**Remarque :**

Le levage est une phase critique du montage. Il doit être mis en œuvre avec les meilleures conditions météorologiques possibles (pas de vent).

## II. Choix de l'assemblage :

On réalise une étude comparative des 2 types d'assemblage afin de choisir le plus adéquat à notre structure.

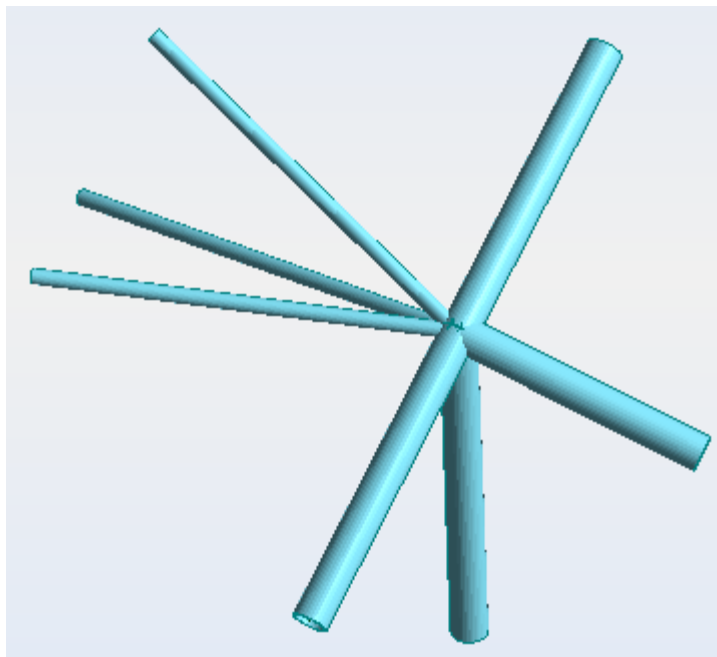
	Assemblage sphérique	Assemblage par goussets
Le cout de la technologie	✗	✓
Le poids	✓	✗
La réalisation	✓	✗
Le délai d'exécution	✓	✗

**Tableau II-69 : étude comparative des 2 types d'assemblages**

Même si l'assemblage sphérique semble être une technologie qui peut coûter plus cher qu'un assemblage par gousset cependant un gain en poids propre de cette première par rapport à la deuxième, la facilité de réalisation et un délai d'exécution réduit peuvent combler la différence de prix et rendre l'assemblage sphérique plus intéressant à utiliser.

On opte donc pour l'assemblage sphérique dont le montage est réalisé par le procédé de levage de sous-ensemble de la structure en du treillis ; vu la forme complexe de la toiture et les avantages de cette méthode :

- Une partie importante du travail est réalisée au sol, facilitant ainsi l'exécution et le contrôle de l'opération ;
- Disponibilité de la zone de montage.



**Figure II-103 : modélisation de l'intersection de barres fortement sollicitées du treillis spatial**

### 1. Choix des vis d'assemblage :

En utilisant le Logiciel ROBOT, on obtient les efforts axiaux sur le nœud :

barre	Effort normal en daN
Membrure sup 1 portique	8687
Membrure sup 2 portique	10336
diagonale 1 portique	502
diagonale 2 portique	1456
Membrure sup 1 panne	1106
Membrure sup 2 panne	894
Membrure inf panne	2150

**Tableau II-70 : Effort normal dans les barres du nœud choisi**

En se référant au tableau du document « Dimensionnement des assemblages boulonnés, rivetés et soudés » de l'OFPPT ; basé essentiellement sur le règlement CM66, on choisit es diamètres à adopter pour notre situation :

### BOULONS

CISAILLEMENT  $T \leq 0,65 \sigma_e A_R$  TRACTION  $N \leq 0,8 \sigma_e A_R$

Qualité		4.6 $\sigma_e = 24$		6.6 $\sigma_e = 36$		6.8 $\sigma_e = 43$		8.8 $\sigma_e = 57$		10-9 $\sigma_e = 71$	
Ø	Ar	Cis.	Trac.	Cis.	Trac.	Cis.	Trac.	Cis.	Trac.	Cis.	Trac.
8	36,6	570	702	856	1054	1023	1259	1356	1668	1689	2078
10	58	904	1113	1357	1670	1621	1995	2148	2644	2676	3294
12	84,3	1315	1618	1972	2428	2356	2899	3123	3844	3890	4788
14	115	1794	2208	2691	3312	3214	3956	4260	5244	5307	6532
16	157	2449	3014	3674	4522	4388	5400	5816	7159	7245	8917
18	192	2995	3686	4493	5529	5366	6604	7113	8755	8860	10905
20	245	3822	4704	5733	7056	6847	8428	9077	11172	11306	13916
22	303	4726	5817	7090	8726	8468	10423	11226	13816	13983	17210
24	353	5506	6777	8260	10166	9866	12143	13078	16096	16290	20050
27	459	7160	8812	10741	13219	12829	15789	17005	20930	21182	26071
30	561	8751	10771	13127	16156	15680	19298	20785	25581	25890	31864

**Tableau II-71 : Tableau des efforts de cisaillement et traction admissible selon le diamètre et classe du boulon**

♣ Le choix effectué :

barre	Effort normal en daN	Boulon 6,8σe = 43
Membrure sup 1 portique	8687	Ø=24
Membrure sup 2 portique	10336	Ø=24
diagonale 1 portique	502	Ø=16
diagonale 2 portique	1456	Ø=16
Membrure sup 1 panne	1106	Ø=16
Membrure sup 2 panne	894	Ø=16
Membrure inf panne	2150	Ø=16

**Tableau II-72 : Choix des boulons selon l'effort de traction**

Ces résultats représentent également les diamètres des perçages à faire sur la sphère

## 2. choix de la sphère

On choisit une sphère en acier E36 de diamètre 140mm et de profondeur 40 mm avec des perçages correspondant aux diamètres de boulons choisis précédemment.

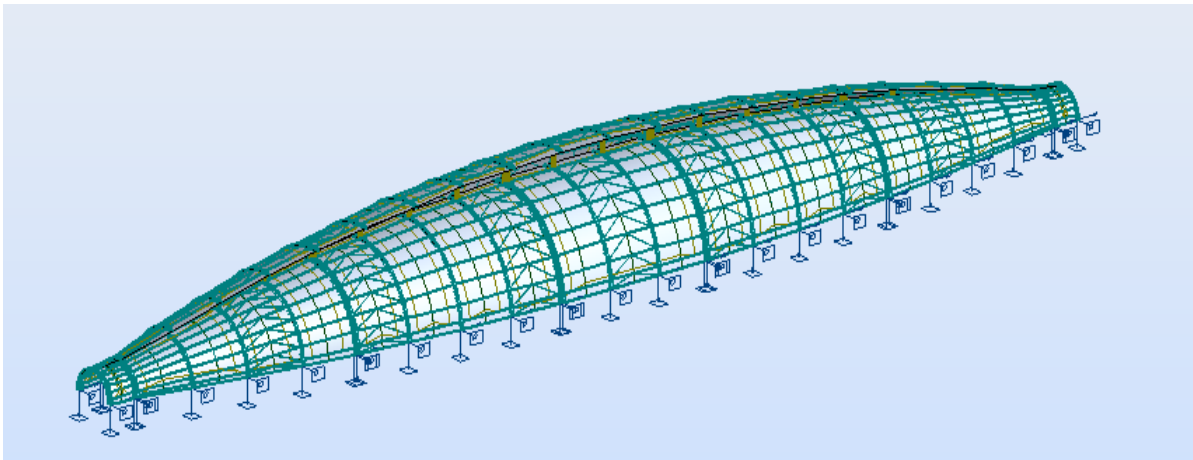
Il est recommandé de vérifier la sphère par un logiciel de conception des assemblages tel **SolidWorks**.

## Chapitre IX : Synthèse de la partie

Afin de respecter le critère de cohérence entre les blocs, on choisit la même conception pour l'ensemble de la toiture.

**La toiture de la nouvelle gare routière de RABAT**

**A âme pleine**



**Figure II-104 : Modélisation de tous les Blocs en âme pleine sur le logiciel Robot structural Analysis Professional**

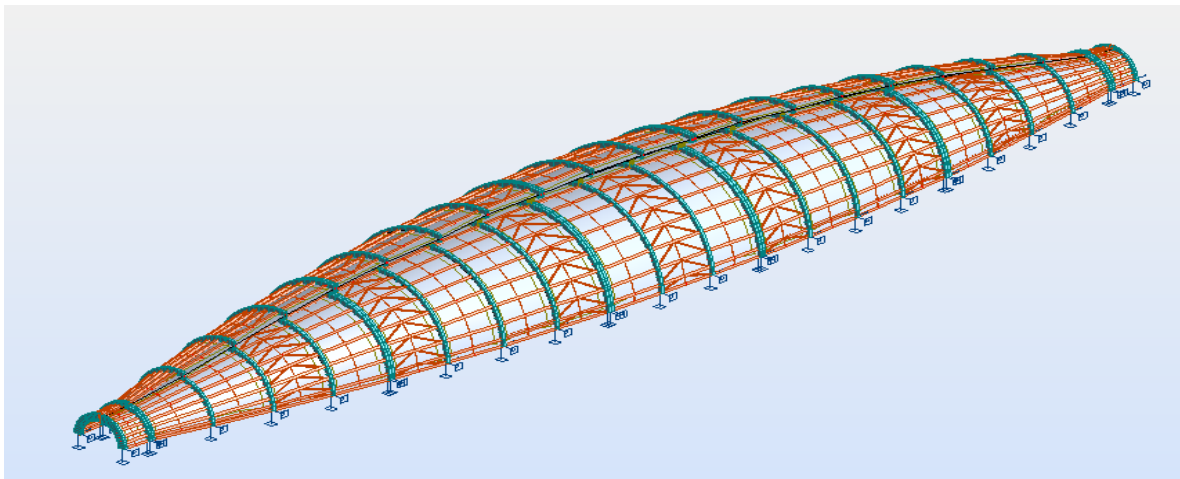
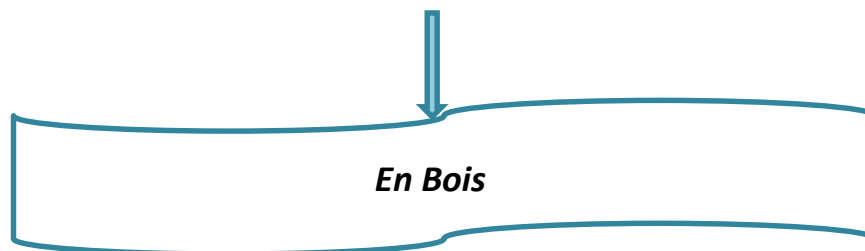
Structure :

- ✗ Lourde
- ✗ Non économique
- ✗ Non esthétique
- ✗ Présentant des difficultés d'exécution au niveau du cintrage des arcs de grandes dimensions.



**Conception présentant plus d'inconvénients que d'avantages**




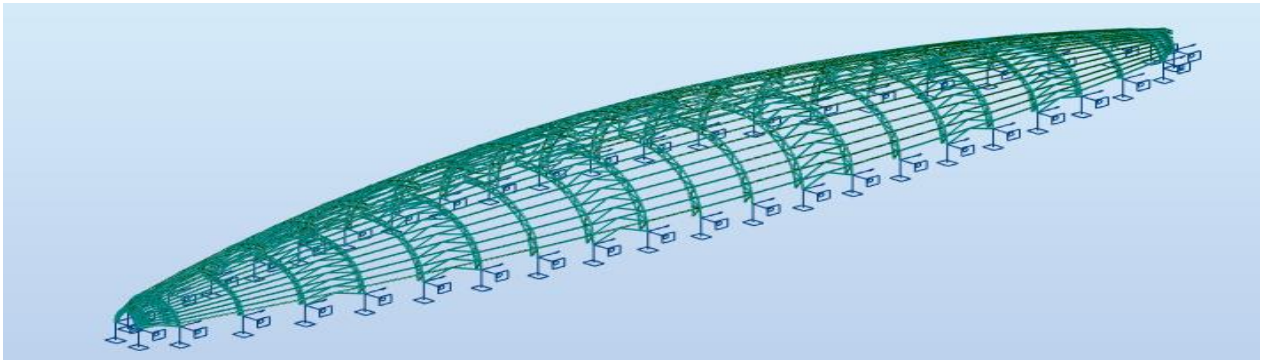
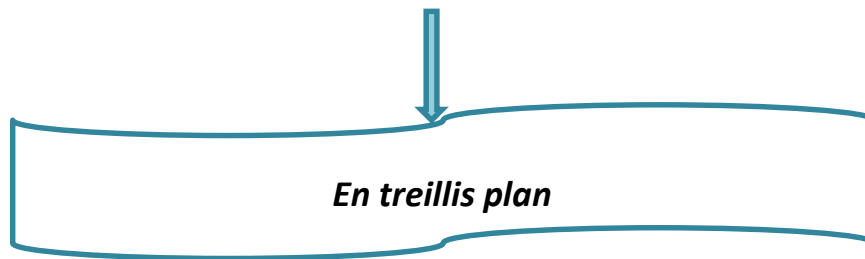


**Figure II-105 : Modélisation de tous les Blocs en bois sur le logiciel Robot structural Analysis Professional**

Structure :

- ✓ Esthétique
- ✗ Lourde
- ✗ Non économique
- ✗ Présentant des difficultés d'assemblage au niveau de la jonction entre les deux arcs
- ✗ Nécessitant un entretien périodique pour garder sa résistance.

 Conception non économique nécessitant une main-d'œuvre spécialisée.



**Figure II-106 : Modélisation du bloc central en treillis plan sur le logiciel Robot structural Analysis Professional**

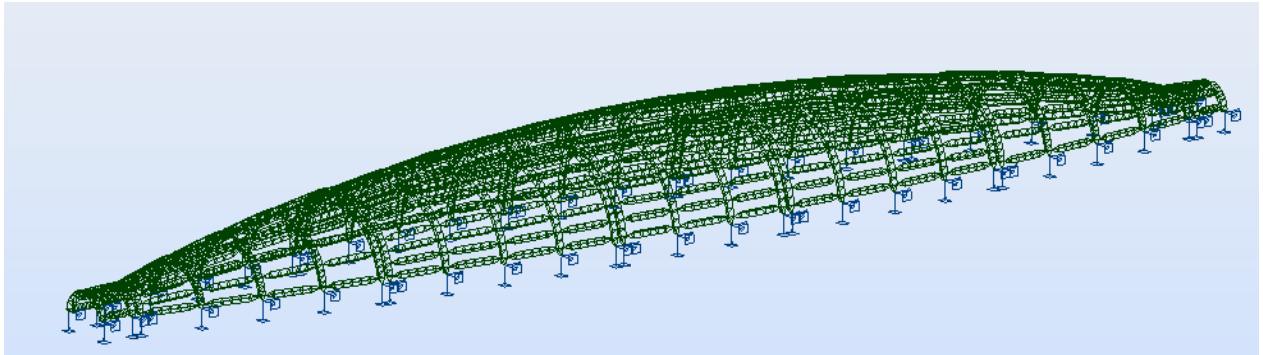
Structure :

- ✓ Economique
- ✓ Plus ou moins légère
- ✓ Construction par assemblage de barres donc on n'aura pas besoin de cintrage.
- ✗ Peu esthétique

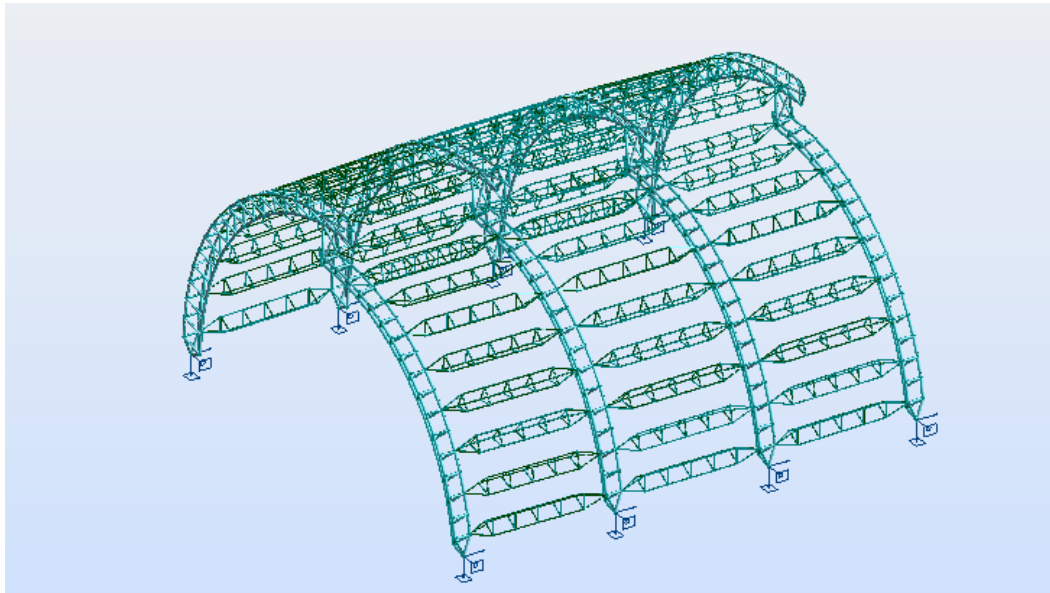


**C'est une conception intéressante mais vu l'importance du critère esthétique pour le maitre d'ouvrage, on ne peut pas l'adopter.**

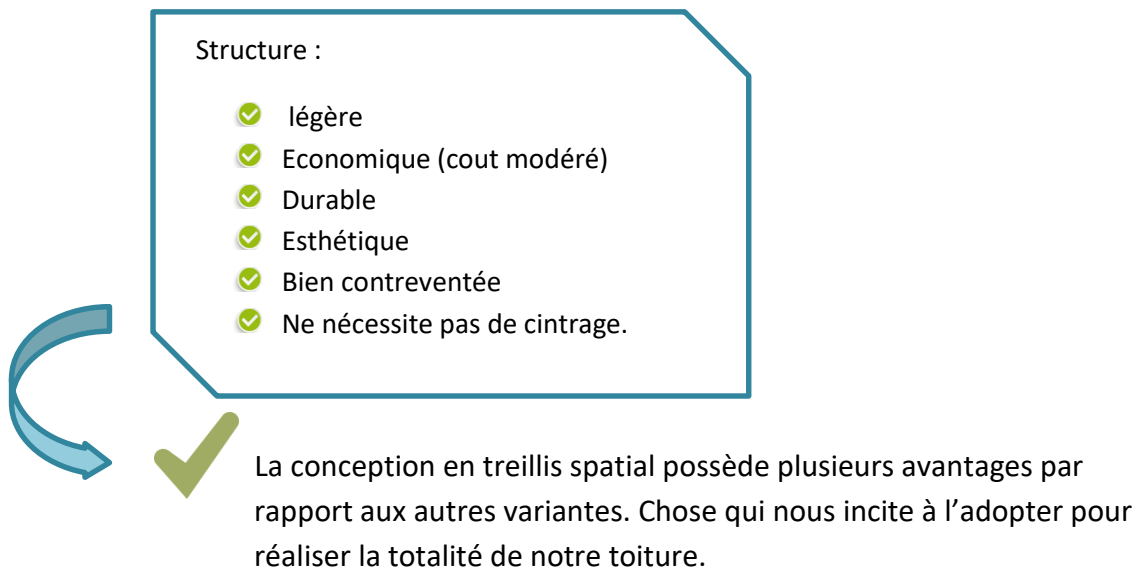
**En treillis spatial**



**Figure II-107 : Modélisation de tous les blocs en treillis spatial sur le logiciel Robot structural Analysis Professional**



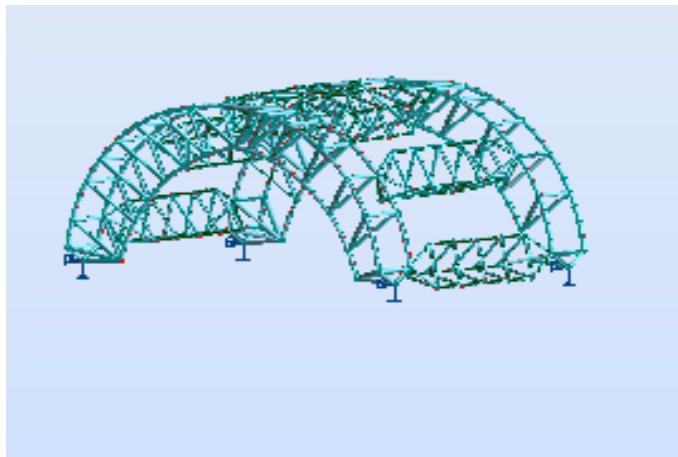
**Figure II-108 : Modélisation du bloc central en treillis spatial sur le logiciel Robot structural Analysis Professional**



### RECAPITULATION :

Les 7 Blocs de la toiture seront en treillis spatial ; de même type de maille ; de caractéristiques suivantes :

→ Bloc 1 et Bloc 7 (blocs d'extrémités) :



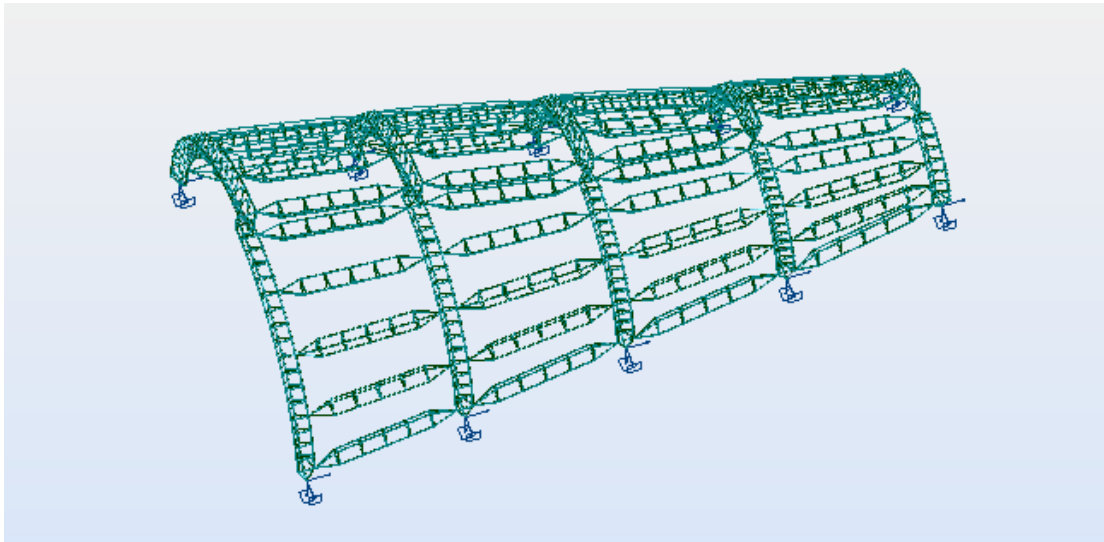
**Figure II-109 : Modélisation des blocs 1 et 7 en treillis spatial sur le logiciel Robot structural Analysis Professional**

• **Tableau de résultats**

BLOC 1 et BLOC 7							
	Panne			Portique			La jonction
	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	
Profil	TRON 21x2,3	TRON 33x2,6	TRON 33x3,2	TRON 33x3,2	TRON 42x2,6	TRON 60x2,5	
Matériau	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	
Ratio	0,2	0,25	0,25	0,2	0,83	0,52	

**Tableau II-73 : résultats de dimensionnement – Bloc 1 et Bloc 7**

→ Bloc 2 et Bloc 6 :



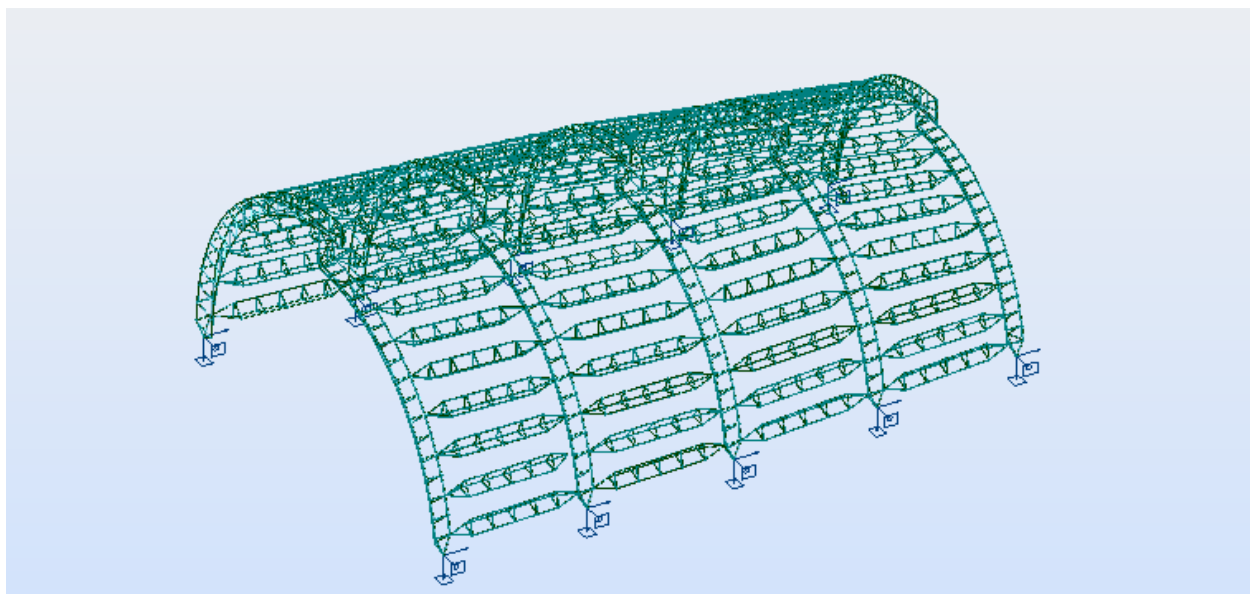
**Figure II-110 : Modélisation des blocs 2 et 6 en treillis spatial sur le logiciel Robot structural Analysis Professional**

• **Tableau de résultats**

BLOC 2 et BLOC 6							
	Panne			Portique			La jonction
	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	
Profil	TRON 26x2,3	TRON 42x4	TRON 60x2,5	TRON 33x3,2	TRON 60x4	TRON 60x4	TRON 88x5
Matériau	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36
Ratio	0,2	0,39	0,56	0,2	0,65	0,55	0,93

**Tableau II-74 : résultats de dimensionnement – Bloc 2 et Bloc 6**

→ Bloc 3 et Bloc 5 :



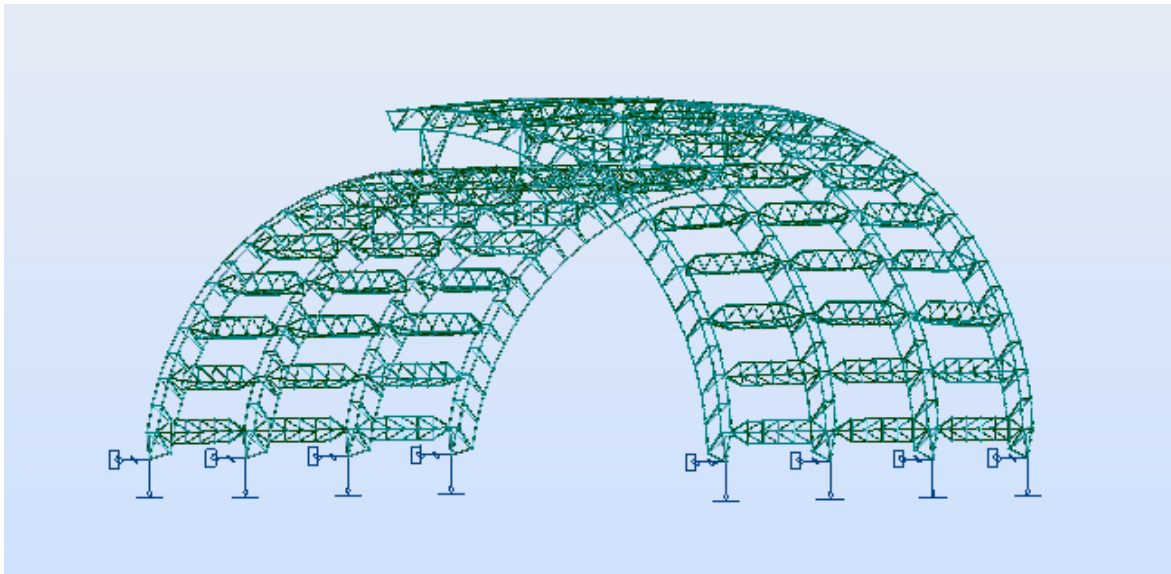
**Figure II-111 : Modélisation des blocs 3 et 5 en treillis spatial sur le logiciel Robot structural Analysis Professional**

• **Tableau de résultats**

	BLOC 3 et BLOC 5						
	Panne			Portique			La jonction
	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	
Profil	TRON 30x2,5	TRON 33x3,2	TRON 48x2,9	TRON 101x8	TRON 101x5	TRON 101x5	TRON 139x8
Matériau	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36
Ratio	0,15	0,29	0,54	0,92	0,89	0,92	0,88

**Tableau II-75 : résultats de dimensionnement – Bloc 3 et Bloc 5**

→ Bloc 4 (Central) :



**Figure II-112 : Modélisation du Bloc Central en treillis spatial sur le logiciel Robot structural Analysis Professional**

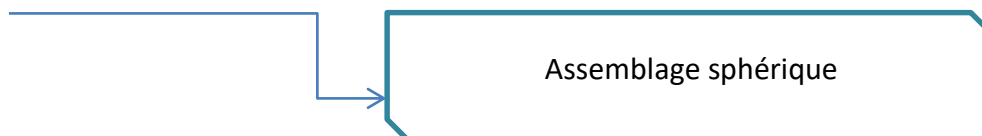
• **Tableau de résultats**

	Panne			Portique			La jonction
	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	Diagonale	Membrure inférieure	Membrure supérieure	barres
Profil	TRON 60x5	TRON 60x5	TRON 60x5	TRON 139x8	TRON 168x10	TRON 139x12,5	TRON 139x10
Matériau	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36	ACIER E36
Ratio	0,73	0,77	0,86	0,95	0,91	0,93	0,9

**Tableau II-76 : résultats de dimensionnement – Bloc Central**

**Remarque :**

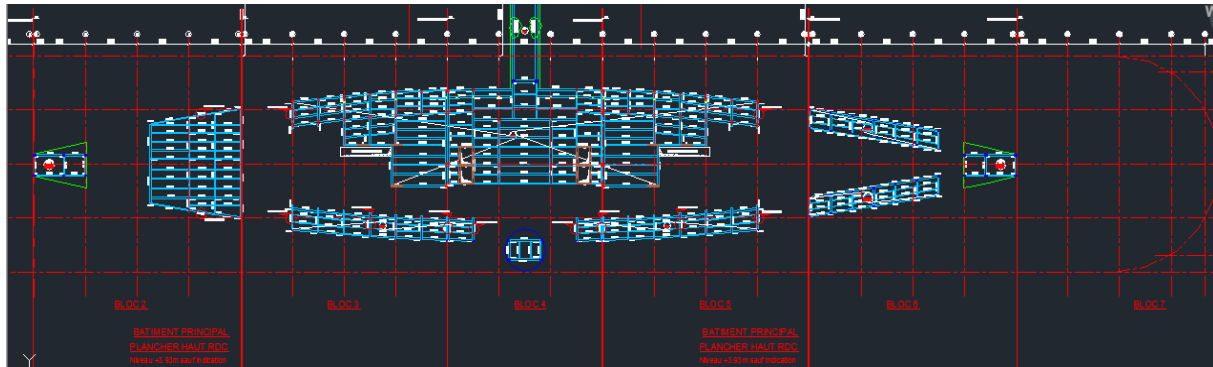
On opte pour le même type d'assemblage dans l'ensemble des blocs.



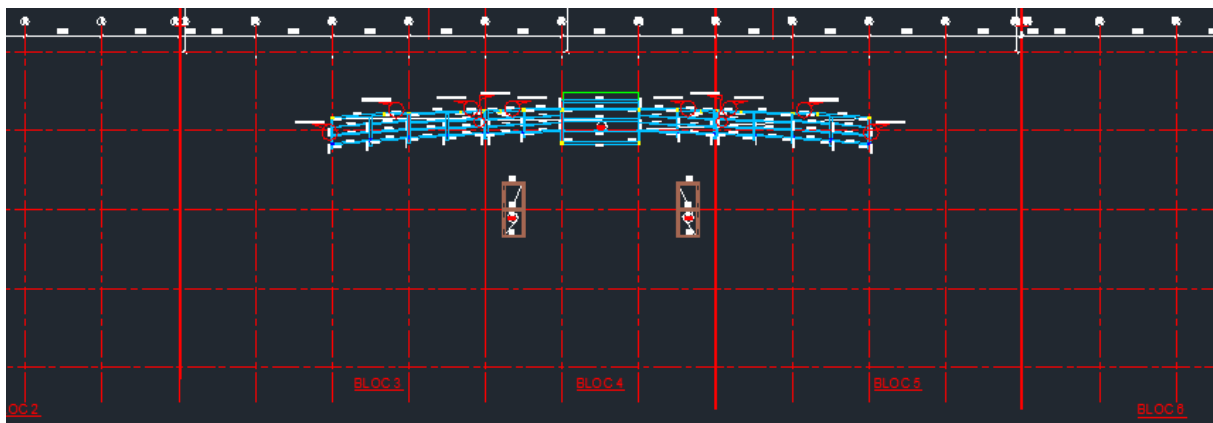


## *Partie 3 : Etude de la partie en mixte Acier/Béton*

Les locaux à l'intérieur de la toiture de la gare ; RDC et mezzanines ; sont modélisés en Variante mixte Acier/Béton



**Figure III-1 : Plancher haut RDC**



**Figure III-2 : Plancher haut étage (mezzanine)**

**Commentaire :**

Pour justifier le choix de la solution en mixte (Plancher collaborant) ; on étudie deux variantes de plancher :

- Plancher non collaborant : une dalle pleine de 20cm d'épaisseur repose sur un système de poutres secondaires / poutres maitresses métalliques sans connections.  
⇒ Norme de calcul : l'Eurocode 3
- Plancher collaborant : une dalle de béton de 12cm d'épaisseur avec une tôle de 0.8mm d'épaisseur est connectée à des poutres principales par le moyen de goudjons.  
⇒ Norme de calcul : l'Eurocode 4

## I. La variante en plancher non collaborant :

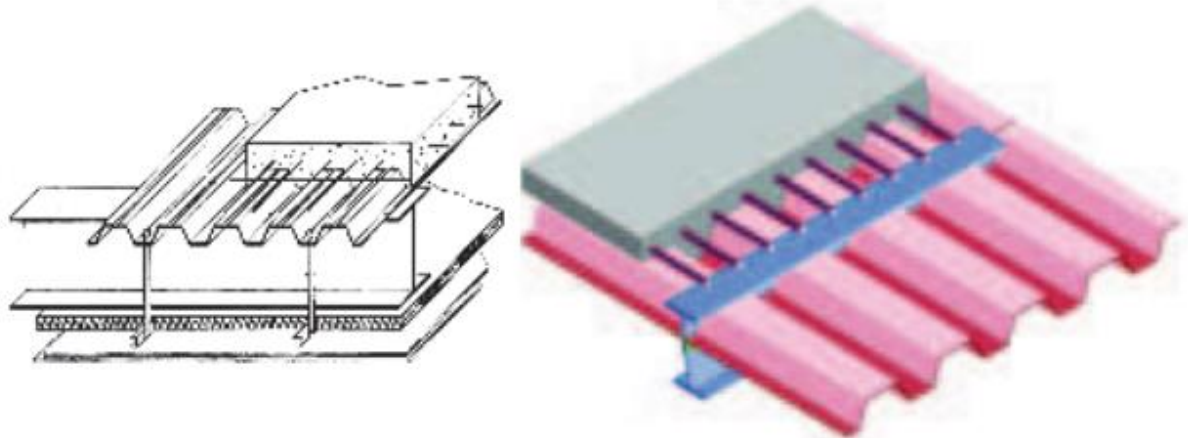
### 1. Descriptif de la variante

Les planchers non collaborant comportent des bacs en acier galvanisé sur lesquels est coulée une dalle en béton, ces bacs permettent de :

- ✓ assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- ✓ constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- ✓ d'éviter souvent la mise en place d'étais.
- ✓ Gagner du temps.

Le positionnement du bac par rapport à la poutre de support peut se faire de deux manières :

- le bac peut être fixé sur la poutre en partie supérieure
- le bac peut être incorporé dans la hauteur de la poutre



**Figure III-3 : Plancher non collaborant**

### 2. Dimensionnement :

En s'appuyant sur les consignes de l'EC 3, on réalise le dimensionnement des poutres métalliques principales et secondaires supportant leurs poids propre, le poids de la dalle pleine en béton de 20 cm, les charges permanentes et les charges d'exploitation tout en utilisant des feuilles de calcul EXCEL.

*Le calcul des différentes poutres du bâtiment est présenté en Document Annexes.*

On présente dans ce paragraphe un exemple de calcul d'une poutre principale supportant 4 poutres secondaires HEA 400.

- **Vérification de la résistance : (EC3, Art 6.2.5)**

Le moment sollicitant  $M_{Ed}$  doit rester inférieur au moment résistant  $M_{rd}$

Avec : 
$$M_{rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_1}$$

Tel que :

$W_{pl}$  : Moment d'inertie plastique du profilé.

$f_y$  : la nuance de l'acier

$\gamma_1$  : coefficient de sécurité.

- **Vérification du déversement : (EC3, Art 6.3.2)**

C'est un phénomène d'instabilité affectant les semelles comprimées des poutres fléchies car leur inertie à l'axe faible est beaucoup plus inférieure à l'inertie à l'axe fort. On doit calculer le moment résistant au déversement  $M_{b,rd}$  :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times W_{pl} \times f_y \times \beta_w}{\gamma_1}$$

Avec :

$\chi_{LT}$  : Facteur de réduction

$W_{pl}$  : Moment d'inertie plastique

$f_y$  : Nuance de l'acier

$\beta_w$  : Coefficient dépendant de la classe de la section.

$\gamma_1$  : Coefficient de sécurité.

$\chi_{LT}$  se calcule par la formule suivante :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + (\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} < 1$$

Où :

$$\Phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

Avec :  $\alpha_{LT}=0.21$  pour les profils laminés, et :

$$\bar{\lambda}_{LT}^* = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\beta_w)^{0.5}$$

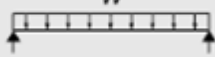

Où :

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = 93,3\varepsilon \quad (\varepsilon = \left( \frac{235}{f_y} \right)^{0.5})$$

Et pour les poutres à section transversale constante et doublement symétriques, notamment les profils laminés I et H, l'élancement réduit peut être déterminé par la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left( 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right)}}$$

Avec C1 est donné par le tableau suivant :

Load and support conditions	Bending moment diagram	Value for $k_z$	Value for coefficient		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980

**Tableau III-1 : coefficient C1**

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul de flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de service.

La flèche est ensuite calculée par la formule suivante :

$$f_M = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Et comparée à la flèche admissible :  $f_{adm} = \frac{L}{200}$

**Application :**

Caractéristiques de la poutre principale :

- Portée : 6.19 m
- Entraxe : 6.89 m
- Epaisseur de la dalle : 20 cm
- Poutres secondaires (4×HEA 400) : 127.4 kg/m
- Charge permanente : 209 kg/m<sup>2</sup>
- Charge d'exploitation : 60 kg/m<sup>2</sup>
- Nuance d'acier : S355

Et un profilé HEA 450

- Hauteur  $h_a = 440\text{mm}$
- Largeur  $b = 300\text{mm}$
- Epaisseur de l'âme  $t_w = 11.5\text{mm}$
- Epaisseur de la semelle  $t_f = 21\text{mm}$
- Congé de raccordement  $r = 27\text{mm}$
- Masse linéique  $139.8\text{ kg/m}$
- Aire de la section  $A_a = 17800\text{ mm}^2$
- Inertie par rapport à l'axe y-y  $I_y = 6.37 \times 10^8\text{ mm}^4$
- Module élastique par rapport à l'axe y-y  $W_{el,y} = 289.64 \times 10^4\text{ mm}^3$
- Module plastique par rapport à l'axe y-y  $W_{pl,y} = 321.59 \times 10^4\text{ mm}^3$

- Résistance :

$$M_{Ed} = 602.671\text{ KN.m} < M_{rd} = 695.136\text{ KN.m}$$

- Flèche :

$$f = 12.77\text{mm} < f_{adm} = 30.95\text{mm}$$

- Déversement :

$$M_{Ed} = 602.671\text{ KN.m} < M_{limit} = 753.902\text{ KN.m}$$

Commentaire :

Cette solution conduit à un nombre important de poutres secondaires et de poutres principales de grandes dimensions (HEA 450).



- ✗ Lourde
- ✗ encombrante
- ✗ Non économique

⇒ Donc cette solution est à écarter et remplacer avec un plancher collaborant

## II. La variante en plancher collaborant :

### 1. Descriptif de la variante :

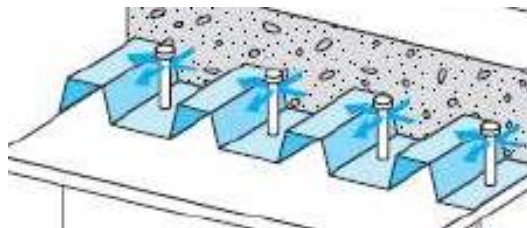
L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée dans les bâtiments. Bien que de nature différente, ces deux matériaux sont complémentaires :

- Le béton résiste à la compression et l'acier à la traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- L'acier permet de rendre la structure ductile.

### 2. Principe de la structure mixte :

#### 2.1. Le comportement mixte Acier / Béton :

Dans les bâtiments, les planchers sont généralement réalisés en béton armé par des armatures en acier pour résister à la traction. Cependant lorsque les portées augmentent, il est plus économique de supporter la dalle par des poutres, plutôt que d'épaissir le plancher. Auparavant, il était usuel de dimensionner l'ossature métallique pour reprendre seule l'ensemble des charges, mais depuis les années 50, il est devenu de plus en plus courant de connecter les dalles de béton aux poutres les supportant à l'aide de moyens mécaniques ; le plus souvent des goudjons (voir figure III-4).



**Figure III-4 : Goudjons posés sur un bac en tôle Non pré-percé.**

Ces derniers éliminent ou du moins réduisent le glissement à l'interface acier-béton de telle façon que la dalle et la poutre métallique agissent ensemble comme un élément unique, communément appelé "poutre mixte". Ainsi, les connecteurs permettent de réduire les contraintes et les valeurs des flèches tout en assurant l'adhérence acier-béton.



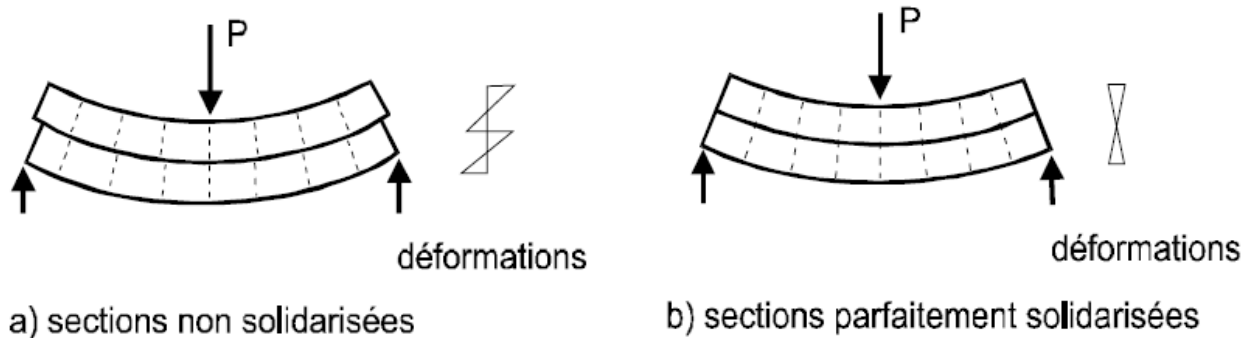


Figure III-5 : Différence entre le comportement mixte et non-mixte

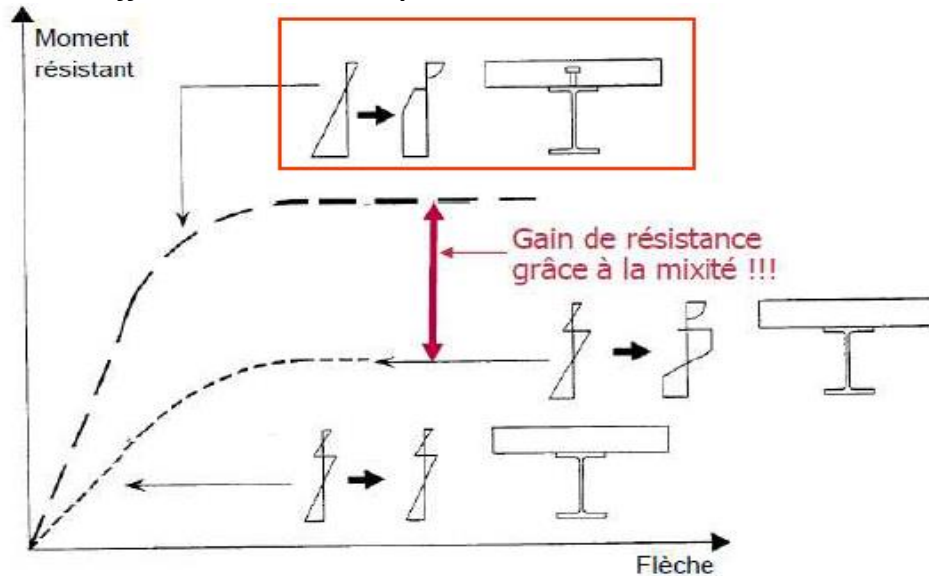


Figure III-6 : Représentation graphique du principe du moment résistant en fonction de la flèche

#### Commentaire :

Ces figures montrent bien que lorsque les sections ne sont pas solidarisées, il y a un glissement relatif le long de l'interface acier-béton où l'adhérence n'existe pas naturellement. Cependant, lorsque les sections sont reliées à travers des connecteurs, ce glissement est limité. D'autre part, cette connexion permet de réduire les contraintes ainsi que les valeurs des flèches.

Structure <u>non</u> -mixte	Structure mixte
<p>Chaque élément fléchit de façon indépendante, il y a <b>glissement</b> entre les <b>deux matériaux</b> :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• le béton travaille de manière indépendante</li> <li>• la poutre acier peut être soumise à des phénomènes d'instabilité (tels que flambement)</li> </ul>	<p>Par liaison des deux matériaux les <b>glissements</b> sont <b>fortement diminués ou annulés</b> :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• le béton est sollicité essentiellement en compression</li> <li>• la poutre acier est tendue, évitant les risques d'instabilité</li> </ul> <p>=&gt; les deux matériaux travaillent dans leur domaine optimal</p>

Tableau III-2 : Comparaison globale structure mixte / non mixte

## 2.2. Avantages :

→ Aspect structural :

- La réduction du poids de la structure métallique à chargement égal, en usant de la continuité en flexion générale (redistribution des moments fléchissant), une réduction qui se répercute sur les fondations ;
- L'augmentation de la rigidité en flexion du plancher, d'où une réduction des flèches en service et la possibilité de passer à de plus grandes portées à chargement égal ;
- Le monolithisme et la rigidité qui caractérise une dalle de plancher mixte permettent de l'utiliser comme diaphragme qui permet de transférer les actions horizontales vers les éléments assurant la stabilité verticale du bâtiment.

→ Aspects architecturaux

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes. En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet :

- Des portées plus importantes
- Des dalles plus minces
- Une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

→ Aspect économique :

L'intérêt économique des structures mixtes provient de :

- dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales réduites)
- Temps de construction plus court grâce à la préfabrication d'où un coût de financement réduit.

Les rapports portée sur hauteur des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages :

- ✔ La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment ;
- ✔ Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de réduire le nombre des poteaux par plancher ce qui offre plus de flexibilité ;
- ✔ Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages.

Les structures mixtes sont simples à construire et présentent des temps de construction réduits ce qui engendre :

- ✔ Des économies sur les frais de chantier car la durée des travaux sur chantier est réduite vu que les éléments sont fabriqués en usine ;
- ✔ Des coûts de financement plus faibles vu que la période de réalisation du projet est moindre ;
- ✔ Un retour sur investissement rapide car l'ouvrage est prêt à l'emploi plus rapidement et donc les ventes ou les loyers sont perçus plus tôt.

→ Fonctionnalité

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible. Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisées sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température.

→ Montage

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants :

♣ Plate-forme de travail :

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

♣ Coffrage permanent :

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires. La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

♣ Vitesse et simplicité de construction :

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m<sup>2</sup> de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m<sup>2</sup> de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

♣ Produits à la qualité contrôlée :

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

⊗ Inconvénients :

L'exécution de la connexion constitue le principal inconvénient, car c'est une tâche qui nécessite une main d'œuvre qualifiée et qui est à prévoir dans la planification. La complexité de construction est parfois à craindre ainsi notamment au niveau des assemblages de type poutre-poteau.

2.3. Dalle de plancher collaborant :

Il existe 2 types de dalles de plancher pour la construction mixte :

→ Dalle pleine : pour une exécution rapide en évitant la mise en place d'échafaudages on peut faire appel à des éléments préfabriqués, une attention particulière doit être apportée à la réalisation de la connexion qui nécessite la présence d'encoches en bord de dalle. Classiquement une dalle pleine sera précédée par la pose de pré-dalles en béton servant de coffrage perdu, venant s'appuyer sur les ailes des profilés de part et d'autre de la ligne de connecteurs.

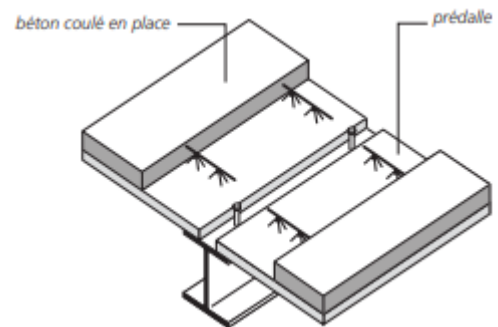


Figure III-7 : béton coulé sur pré-dalles

→ Dalle mixte : consiste en l'association d'une tôle en acier profilée à froid et d'une dalle en béton, il s'agit à terme d'un élément acier-béton collaborant. La tôle profilée intervient à plusieurs stades et joue plusieurs rôles, lors de la construction elle sert de plancher de travail, lors du bétonnage elle sert de coffrage pour le béton fluide et à terme elle joue le rôle d'armature inférieure de la dalle. Les formes des tôles profilées en acier (section de bossages) sont réalisées de manière à réaliser une bonne liaison entre la tôle et la dalle en béton. Cette liaison est primordiale au bon fonctionnement de la dalle mixte. En effet, elle transmet les charges dans le sens des nervures vers les poutres.

- Les épaisseurs de dalle mixte varient de 10 à 40 cm ; leurs portés peuvent être de 2 à 4 mètres sans étais provisoires lors du bétonnage et atteindre 7 mètres si l'on pose des étais.
- Les épaisseurs de tôles varient de 0,75 à 1,5 mm. Les épaisseurs les plus courantes varient entre 0,75 et 1 mm les hauteurs courantes de profil vont de 40 à 80 mm. Les tôles sont généralement protégées contre la corrosion, sur les deux faces, par une couche de zinc.

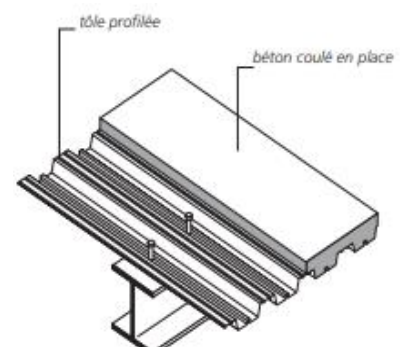


Figure III-8 : Dalle mixte

## 2.4. Connexion acier-béton

### 2.4.1. Rôle des connecteurs

Les connecteurs placés à l'interface entre l'acier et le béton, permettent :

- d'éviter ou au moins réduire le glissement pouvant apparaître entre les deux matériaux. Pour cela, ils reprennent les efforts de cisaillement longitudinal à transférer d'un matériau à l'autre. Si ces efforts sont importants, la connexion acier-béton sera :
  - complète ; un nombre de goujons suffisant pour reprendre tous les efforts de cisaillement, ainsi l'augmentation du nombre de connecteurs n'entraîne plus une augmentation de la résistance à la flexion. La résistance à la flexion l'emporte sur la résistance au cisaillement longitudinal et devient donc dimensionnante pour la poutre. sinon il est possible d'envisager une connexion :
  - partielle ; moins de goujons, les efforts de cisaillement ne sont pas repris totalement par les goujons et la résistance ultime de la poutre mixte est limitée par la résistance de la liaison acier-béton.
- de s'opposer à la séparation des deux matériaux transversalement à leur surface de contact. Les efforts à reprendre sont moins importants que ceux décrits précédemment, la forme du connecteur permet à elle seule de remplir ce rôle.

### 2.4.2. Classification des connecteurs

- Selon le degré de connexion

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Connexion complète} \\ \text{Connexion partielle} \end{array} \right.$$

- Selon le niveau de ductilité

Les connecteurs sont, selon la manière dont ils sont conçus, dits rigides ou souples (figure III-9). Ces deux types se distinguent par une capacité de déformation très différente : faible pour les connecteurs rigides et élevée pour les connecteurs souples.

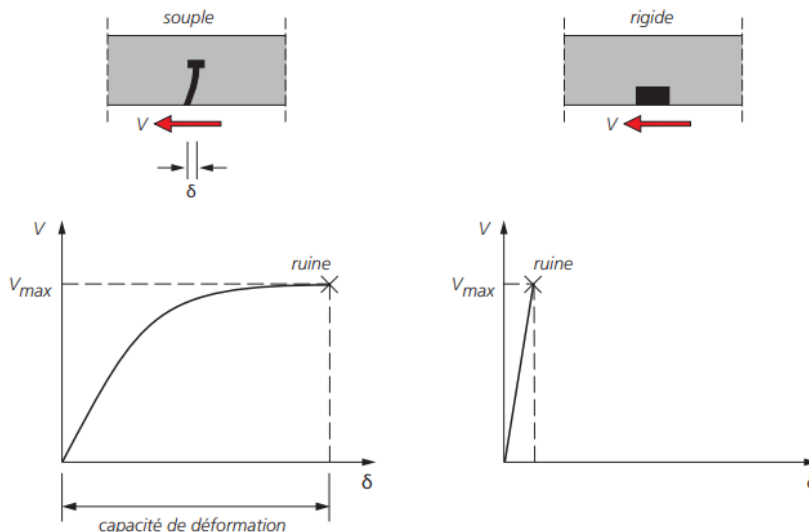
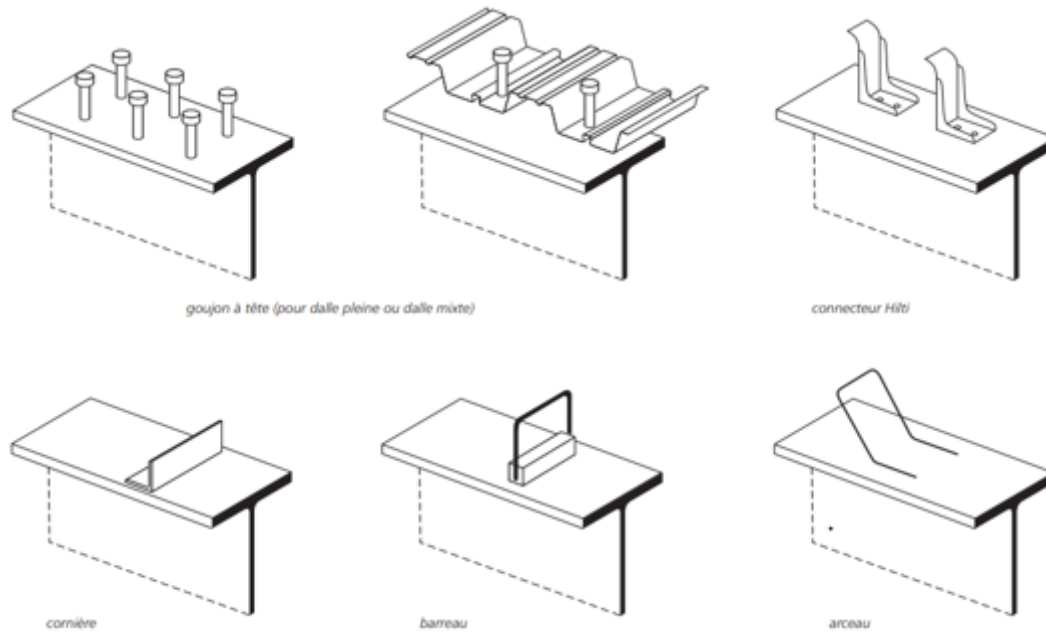


Figure III-9 : comportement d'un connecteur souple (à gauche) et d'un connecteur rigide (à droite).

### 2.4.3. Types de connecteurs :

Il existe plusieurs types de connecteurs dont certains sont illustrés à la figure ci-dessous.



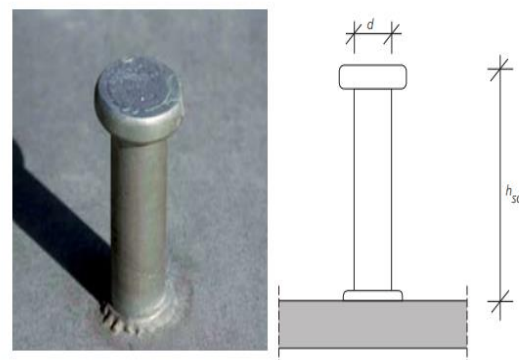
**Figure III-10 : types de connecteurs**

On note que les goujons à tête sont les connecteurs les plus utilisés ; ils sont généralement souples.

- Caractéristiques des goujons à tête :

Dimensions :

- Diamètre : 16 à 22 mm ; mais  $d=19\text{mm}$  est le plus courant
- Hauteur : jusqu'à 250 mm.



**Figure III-11 : goujon à tête**

- Mise en œuvre

Ils sont généralement soudés sur la semelle supérieure de manière semi-automatique :

- soit directement à l'atelier ;
- soit à travers des tôles profilées en acier sur le chantier.

- Utilisation

Ce sont les connecteurs les plus utilisés en construction mixte. En présence d'une dalle mixte :

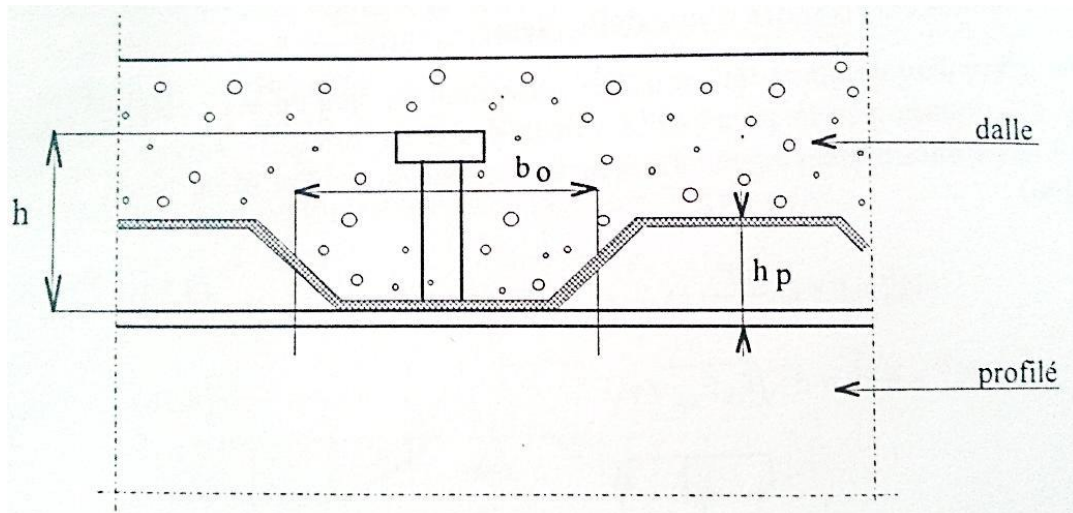


Figure III.12 : Goujon soudé avec dalle mixte

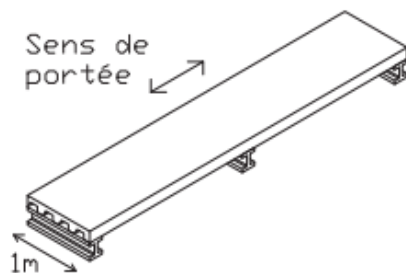
Selon l'Eurocode 4, le goujon est ductile sans aucune restriction sur la hauteur. Le goujon doit juste présenter un débordement suffisant au-dessus des crêtes d'ondes.

## 2.5. Dimensionnement selon Eurocode 4 :

### 2.5.1. La dalle mixte

Pour notre projet, on réalise les planchers hauts de la mezzanine et du RDC par des dalles mixtes en utilisant des étaielements ; supports temporaires en phase de chantier ; pour ceux du RDC.

Dans ce paragraphe, on présente un exemple de calcul manuel pour une dalle mixte de la mezzanine. (Veuillez consultez le Document Annexe pour le calcul de toutes les dalles mixtes du projet).



Pour l'analyse de la dalle en phase de construction et en phase mixte, on isole un mètre de dalle dans la direction perpendiculaire au sens de la portée et on l'analyse comme une poutre.

### Figure III-13 : élément étudié

Ainsi, on considère que la dalle est non étayée reposant sur 3 appuis, tel qu'illustré ci-dessous :

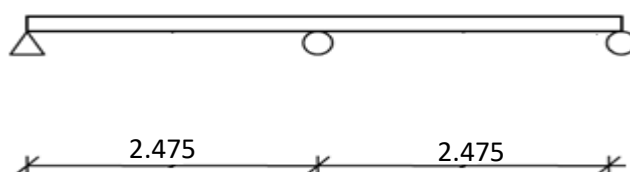


Figure III-14 : modélisation de la dalle



### Données relatives à la tôle : catalogue : O FELIZ

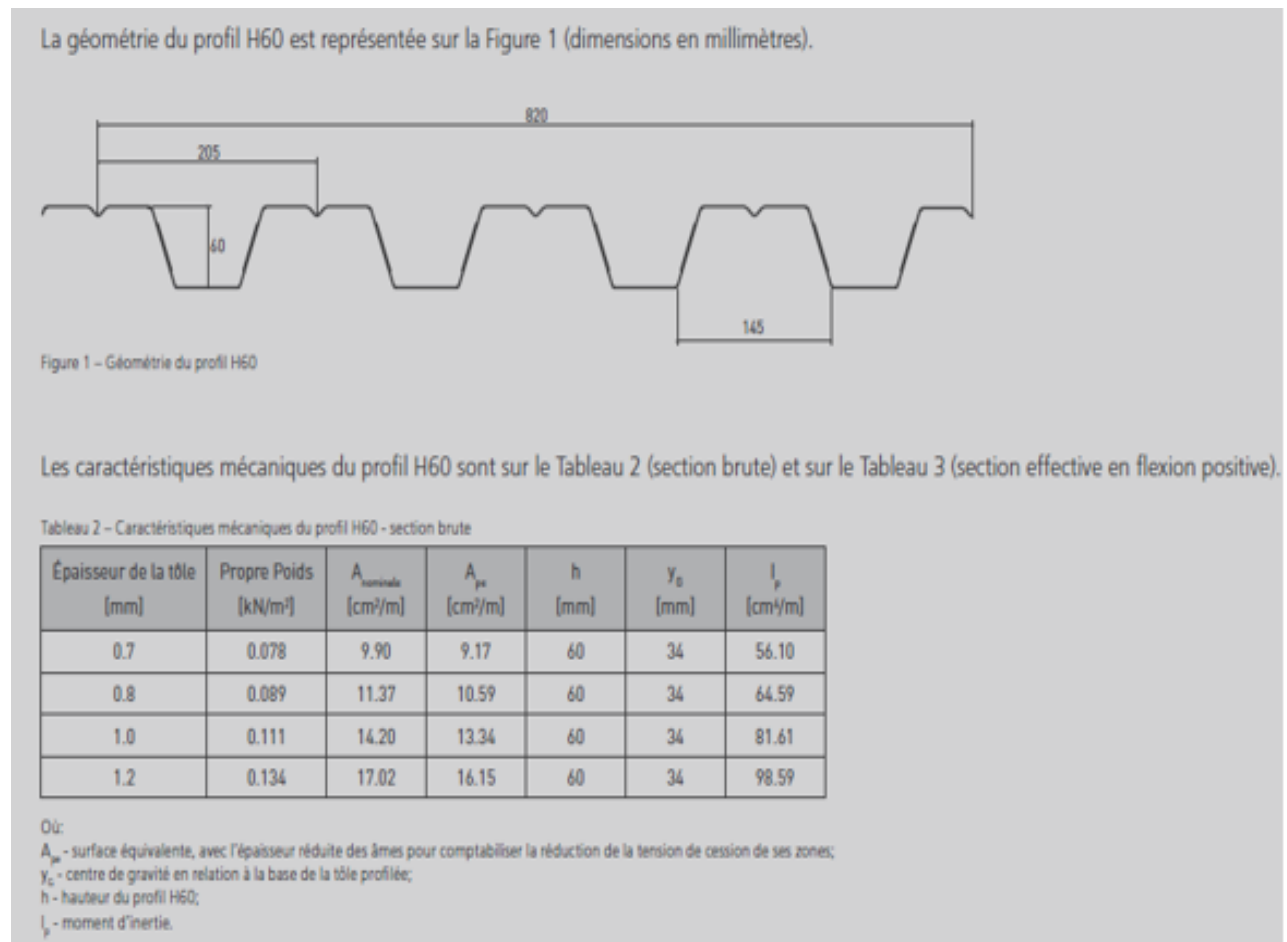


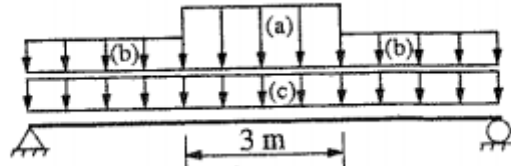
Figure III-15 : Données relatives à la tôle (catalogue O FELIZ)

### Charges :

La dalle est conçue et calculée pour résister bien en phase de chantier qu'après le développement de l'action mixte. En phase de chantier, la tôle en acier joue le rôle d'un coffrage et doit supporter son poids propre, le poids du béton frais et les charges de construction. Après le développement de l'action mixte, la dalle doit supporter son poids propre, le poids des revêtements de sol et les charges d'exploitation.

✓ En phase de chantier :

- Poids propre de la tôle  $g_p = 0.089 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre du béton frais  $g_c = 2600 \cdot h_{red} = 2.938 \text{ kN/m}^2$
- Charge répartie de construction  $q_1 = 0.75 \text{ kN/m}^2$
- Concentration des charges de construction  $q_2 = 1.5 \text{ kN/m}^2$  (voir figure III-16)



**Chargement :**

- (a) concentration des charges de construction :  $1,5 \text{ kN/m}^2$
- (b) charge de construction répartie :  $0,75 \text{ kN/m}^2$
- (c) poids propre

**Figure III-16 : chargement de la dalle en phase de chantier**

Pendant la construction de la dalle, il faut considérer une charge relative aux travaux de  $1,5 \text{ kN/m}$  sur une zone de  $3 \text{ m}$  et de  $0.75 \text{ kN/m}$  en dehors de cette zone.

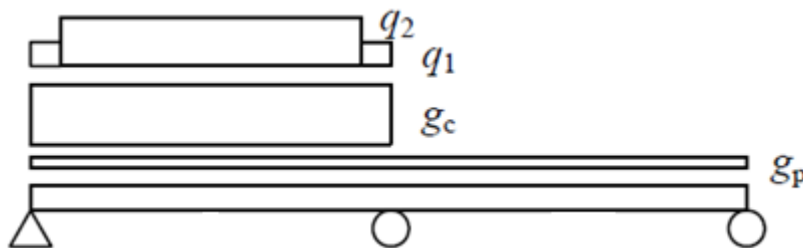
✓ Après le développement de l'action mixte :

- Poids propre de la dalle :  $g_1 = 3.027 \text{ kN/m}^2$
- Charges permanentes  $g_2$  :
  - Chape (3cm) =  $66 \text{ kg/m}^2$
  - faux plafond =  $60 \text{ kg/m}^2$
  - Enduit sous plafond =  $33 \text{ kg/m}^2$
  - Carrelage =  $50 \text{ kg/m}^2$

Soit un total :  $g_2 = 2.09 \text{ kN/m}^2$

- Charges d'exploitation :  $q = 0.6 \text{ kN/m}^2$  (Terrasse non accessible)

☑ Vérification de la tôle en tant que coffrage :



**Figure III-17 : charges appliquées sur la tôle**

♣ **ELU :**

- Moment de flexion positif maximal :
 
$$M_{Ed}^+ = 1.35 \times M_g^+ + 1.5 \times M_q^+ = 3.39 \text{ kN.m/m}$$
- Moment de flexion négatif maximal :
 
$$M_{Ed}^- = 1.35 \times M_g^- + 1.5 \times M_q^- = 2.448 \text{ kN.m/m}$$
- L'effort tranchant maximum sur l'appui intermédiaire
 
$$F_{Ed} = 1.35 \times F_G + 1.5 \times F_Q = 8.778 \text{ kN/m}$$

→ **Vérification du Calcul** : (EN 1993-1-3 art.6.1.11 (6.28))

- Moment de flexion positive :

$$M_{Rd}^+ = \frac{M_{Rk}^+}{\gamma_{M0}} = 3.41 \text{ KN.m/m} > M_{Ed}^+ = 3.39 \text{ KN.m/m}$$

⇒ Vérifiée

- Moment de flexion négative :

$$M_{Rd}^- = \frac{M_{Rk}^-}{\gamma_{M0}} = 2.5 \text{ KN.m/m} > M_{Ed}^- = 2.448 \text{ KN.m/m}$$

⇒ Vérifiée

- Réaction d'appui :

$$R_{Rd} = \frac{R_{Rk}}{\gamma_{M1}} = 63.77 \text{ KN/m} > F_{Ed} = 8.778 \text{ KN/m}$$

⇒ Vérifiée

- Interaction, moment et réaction d'appui :

$$\frac{M_{Ed}^-}{M_{Rd}^-} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} = 1.16 \leq 1.25$$

⇒ Vérifiée

**Tous les calculs sont vérifiés à l'état limite ultime.**

#### ♣ **ELS :**

La flèche  $\delta_s$ , qui résulte du poids du béton frais et du poids propre de la tôle ne devrait pas excéder :  $\delta_{s,max} = L/180$ . (EN 1993-1-5, article 4.4 (6.28))

$$\delta_s = \frac{(2.65 \times g_p + 3.4 \times g_c) L^4}{384 \times EI_p}$$

→ Vérification de l'efficacité totale de la tôle. En d'autres termes, faut-il recalculer  $I_p$  du fait d'un voilement local éventuel ?

Moment positif maximal à l'état limite de service :

$$M_{ser}^+ = M_{gp}^+ + M_{gc}^+ = 2.42 \text{ KN.m/m}$$

Contraintes de compression maximales dans la semelle supérieure :

$$\sigma_{com} = \frac{M_{ser}^+}{I_p} \times z = 97.414 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{1}{28.4 \times \epsilon \times \sqrt{k \sigma}}}$$

Avec :

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{\sigma_{com}}} = 1.553$$

En se référant à l'Eurocode 3 ; **EN 1993-1-5, Table 4.1** :

Pour :  $\psi = 1$ , on obtient à partir du tableau la valeur de  $K\sigma = 4$

Ainsi,  $\bar{\lambda}_p = 0.566 < 0.673 \rightarrow \rho = 1$

Puisque le coefficient de réduction  $\rho = 1$ , la semelle supérieure est parfaitement efficace et il n'est pas nécessaire de réduire sa section. En d'autres termes, la tôle est parfaitement efficace.

Calculant la flèche  $\delta_s$  :

$$\delta_s = \frac{(2.65 \times 0.089 + 3.4 \times 2.938) \times 10^{-3} \times 2475^4}{384 \times 210000 \times 64590} = 8.73 \text{ mm}$$

$$\delta_{s,max} = L/180 = 2475/180 = 13.75 \text{ mm} > \delta_s = 8.73 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  Vérifiée

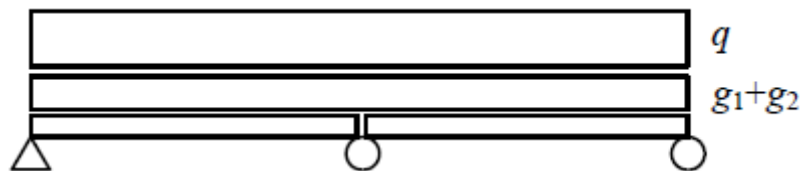
### Conclusion :

La résistance à l'état limite de service est vérifiée. La tôle est efficace comme coffrage.

☒ Vérification de la dalle mixte :

♣ Elu :

Pour le calcul, on considèrera la dalle comme une série de tronçons simplement appuyés.



**Figure III-18 : charges appliquées sur la dalle mixte**

$$M_{Ed} = \frac{[1.35 \times (g_1 + g_2) + 1.5 \times q] L^2}{8} = 5978.57 \text{ N.m/m}$$

Calcul de la résistance à la flexion : (EN 1994-1-1 figure 9.5)

Si l'axe neutre est situé au-dessus de la tôle, la résistance en flexion positive devrait être calculée à partir d'une distribution de contraintes, telle qu'illustrée sur la figure ci-dessous.

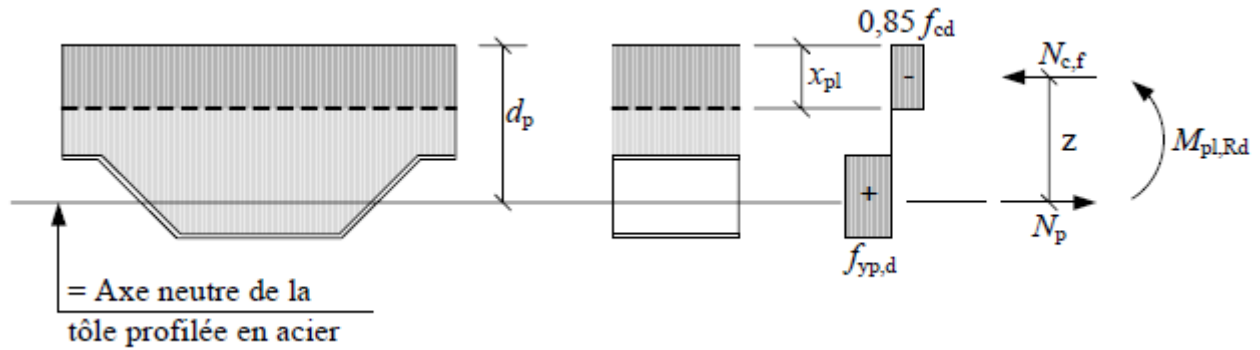


Figure III-19 : calcul de résistance à la flexion

$$x_{pl} = \frac{A_p \times f_{yp,d}}{0.85 \times b \times f_{cd}}$$

Avec :  $f_{yp,d} = \frac{f_{yp,k}}{\gamma_{M0}}$  et  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$

$$x_{pl} = \frac{A_p \times f_{yp,k} \times \gamma_c}{0.85 \times b \times \gamma_{M0} \times f_{ck}} = 23.92 \text{ m}$$

➤ Pour une connexion complète :

$$M_{pl,Rd} = A_p \times f_{yd} \left( d_p - \frac{x_{pl}}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 25090.67 \text{ N.m/m} > M_{Ed} = 5978.57 \text{ N.m/m}$$

⇒ Vérifiée

Calcul du cisaillement longitudinal en connexion partielle : (EN 1994-1-1 art.9.7.3)

Portée de cisaillement requise pour une connexion complète

$$N_c = \tau_{u,Rd} \times b \times L_x < N_{cf}$$

La distance depuis l'appui le plus proche,  $L_x$ , requise pour développer une connexion complète est déterminée par la formule :

$$L_x = \frac{N_{cf}}{b \times \tau_{u,Rd}} = \frac{A_p \times f_{yd}}{b \times \tau_{u,Rd}}$$

Avec :

$$\tau_{u,Rd} = \frac{\tau_{u,Rk}}{\gamma_{vs}} = 0.143 \text{ N/mm}^2$$

Donc :  $L_x = 2366,48 \text{ mm}$

Une connexion complète est donc effective à une distance de 2366.5 mm de l'appui

**Cisaillement vertical:**

$$V_{Ed} = \frac{[1.35 \times (g_1 + g_2) + 1.5 \times q] L}{2} = 9662.33 \text{ N/m}$$

**Calcul de la résistance au cisaillement vertical :**

$$V_{v,Rd} = \left[ C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_0 \times d_p$$

$$\text{Avec un minimum de } V_{v,Rd,min} = [v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_0 \times d_p$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{86}} = 2.524$$

$$\rho = \frac{A_p}{b_0 \times d_p} \leq 0.02$$

$$\rho = 0.175 > 0.02 \Rightarrow \rho = 0.02$$

$\sigma_{cp} = 0$  Car il n'y a pas de précontrainte.

$$v_{min} = 0.035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{0.5} = 0.701$$

$$V_{v,Rd} = 38399.1797 \text{ N/m}$$

$$V_{v,Rd,min} = 24153.76 \text{ N/m}$$

$$V_{v,Rd} = 38399.1797 \text{ N/m} > V_{Ed} = 9662.33 \text{ N/m}$$

⇒ Vérifiée

**Toutes les vérifications de résistance de la dalle mixte à l'état limite ultime sont satisfaisantes.**

♣ **Els :**

**Fissuration du béton :** (EN 1994-1-1 art.9.8.1)

Les armatures anti-fissuration sont nécessaires. La section transversale des armatures situées au-dessus des nervures ne devrait pas être inférieure à 0.4% de la section transversale du béton situé au-dessus des nervures.

$$\text{Min } A_s = 0.004 \times b \times h_c = 0.004 \times 1000 \times 60 = 240 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Dans ce but, des armatures  $\phi 8 / 200 \text{ mm}$  devraient suffire.

Flèche : (EN 1994-1-1 art.9.8.2)

Pour le calcul de la flèche de la dalle. On fait les approximations suivantes :

- ⇒ Le moment d'inertie peut être pris comme étant égal à la moyenne des moments d'inertie de la section fissurée et de la section non fissurée.
- ⇒ Pour le béton, une valeur moyenne du coefficient d'équivalence  $n$ , peut être utilisée aussi bien pour les effets à long terme qu'à court terme.

$$n = \frac{3}{2} \times \frac{E_p}{E_{cm}} = 10.161$$

Moment d'inertie de la section fissurée :

$$x_c = \frac{n \times A_p}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d_p}{n \times A_p}} - 1 \right) = 33.586 \text{ mm}$$

$$I_{bc} = \frac{b \times x_c^3}{3 \times n} + A_p \times (d_p - x_c)^2 + I_p = 4798023.8 \text{ mm}^4$$

Moment d'inertie de la section non fissurée

$$x_u = \frac{b \times \frac{h_c^2}{2} + b_0 \times h_p \times \left( h_t - \frac{h_p}{2} \right) + n \times A_p \times d_p}{b \times h_c + b_0 \times h_p + n \times A_p} = 41.4 \text{ mm}$$

$$I_{bu} = \frac{b \times h_c^3}{12 \times n} + \frac{b \times h_c}{n} \left( x_u - \frac{h_c}{2} \right)^2 + \frac{b_0 \times h_p^3}{12 \times n} + \frac{b_0 \times h_p}{n} \left( h_t + x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p \times (d_p - x_u)^2 + I_p$$

$$I_{bu} = 6391508.67 \text{ mm}^4$$

Moyenne  $I_b$  des moments d'inertie de la section fissurée et de la section non fissurée :

$$I_b = \frac{I_{bc} + I_{bu}}{2} = 5594766.23 \text{ mm}^4$$

Ainsi,

$$\delta_{g1} = \frac{0.01146 \times g_1 \times L^4}{2 \times EI_b} = 0.55 \text{ mm}$$

$$\delta_{g2} = \frac{0.0068 \times g_2 \times L^4}{EI_b} = 0.45 \text{ mm}$$

$$\delta_q = \frac{0.0099 \times q \times L^4}{EI_b} = 0.19 \text{ mm}$$

$$\delta_c = \delta_{g1} + \delta_{g2} + \delta_q = 1.19 \text{ mm}$$



La flèche totale ne devrait pas dépasser  $L/250$ .

$$\delta_c = 1.19 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 9.9 \text{ mm}$$

⇒ Vérifiée

### 2.5.2. Les connecteurs :

On utilise des goujons à tête pour la réalisation des connexions entre les 2 matériaux acier/Béton.

Ainsi, leurs caractéristiques géométriques, limite élastique ( $f_y$ ) et contrainte de rupture ( $f_u$ ) sont données dans le tableau suivant :

ht (mm)	120
hp (mm)	60
hsc (mm)	100
d (mm)	19
Espacement e en (mm)	120
tf (mm)	9,5
d tete (mm)	31,7
h tete (mm)	10
$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	350
$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	450

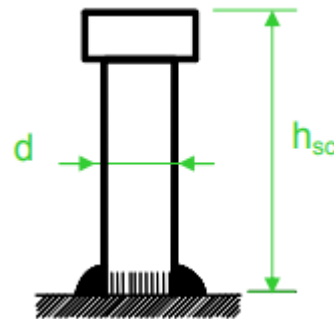


Tableau III-3 : caractéristiques du goujon à tête

Figure III-20 : goujon à tête

#### Remarque :

Coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur :  $\gamma_v = 1,25$

- Dispositions constructives et vérifications :

hsc > hp+2d	ok
hsc < hp+75	Ok
hsc > 3d	Ok
d tete > 1,5d	Ok
h tete > 0,4d	Ok
$e < 22tf(235/f_y)^{0,5}$	Ok
$e < \min(6h ; 80)$	Ok
$e > 5d$	Ok
$e > 4d$	Ok

Espacement entre goujons :

- dans la direction du cisaillement  $\geq 5d$  ;
- dans le sens transversal à celui du cisaillement  $\geq 2,5d$  (dalles pleines) et  $4d$  dans les autres cas.

Tableau III-4 : vérification des dispositions constructives

### 2.5.3. Poutres principales :

La dalle mixte est connectée à un système de poutres principales par des goudons, dans ce qui suit, on présente un exemple de calcul pour une poutre principale en profilé HEA sollicitée en flexion.

*Le calcul des différentes poutres du bâtiment est présenté dans le Document Annexe.*

Le calcul comprend :

- La classification de la section transversale,
- Le calcul de la largeur efficace de la semelle en béton,
- Le calcul de la résistance au cisaillement d'un goudon à tête,
- Le calcul du degré de connexion,
- Le calcul de la résistance à la flexion,
- Le calcul de la résistance au cisaillement,
- Le calcul de la résistance au cisaillement longitudinal de la dalle,
- Le calcul de la flèche à l'état limite de service.

#### Coefficients partiels

- $\gamma_G = 1,35$  (charges permanentes)
- $\gamma_Q = 1,50$  (charges variables)
- $\gamma_{M0} = 1,0$
- $\gamma_{M1} = 1,0$
- $\gamma_V = 1,25$
- $\gamma_C = 1,5$

Données :

- Les nervures du bac acier sont perpendiculaires à la poutre.
- Portée : 3.24 m
- Entraxe : 2.22 m
- Epaisseur de la dalle : 12 cm
- Charge permanente : 209 kg/m<sup>2</sup>
- Charge d'exploitation : 60 kg/m<sup>2</sup>
- Nuance d'acier : S355

Calcul pour un HEA 120 :

- Hauteur  $h_a = 114 \text{ mm}$
- Largeur  $b = 120 \text{ mm}$
- Epaisseur de l'âme  $t_w = 5 \text{ mm}$
- Epaisseur de la semelle  $t_f = 8 \text{ mm}$
- Congé de raccordement  $r = 12 \text{ mm}$
- Masse linéique  $20.3 \text{ kg/m}$
- Aire de la section  $A_a = 2530 \text{ mm}^2$
- Inertie par rapport à l'axe y-y  $I_y = 60.6 \times 10^5 \text{ mm}^4$
- Module élastique par rapport à l'axe y-y  $W_{el,y} = 106.3 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- Module plastique par rapport à l'axe y-y  $W_{pl,y} = 119.5 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- Module d'élasticité de l'acier  $E = 210\,000 \text{ MPa}$

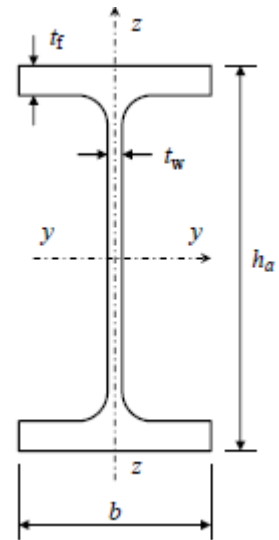


Figure III- 21 : HEA

✓ Bac acier :

- Epaisseur de la tôle  $t = 0.8 \text{ mm}$
- Epaisseur de la dalle  $h = 120 \text{ mm}$
- Hauteur totale du bac acier  $h_p = 60 \text{ mm}$

$$b_1 = 106 \text{ mm}$$

$$b_2 = 145 \text{ mm}$$

$$e = 205 \text{ mm}$$

✓ Connecteurs :

- Diamètre  $d = 19 \text{ mm}$
- Hauteur totale nominale  $h_{sc} = 100 \text{ mm}$
- Résistance ultime en traction  $f_u = 450 \text{ MPa}$
- Nombre de goudons  $n = 11$  par mètre/ $e = 9 \text{ cm}$
- Nombre de goudons par nervure  $n_r = 1$

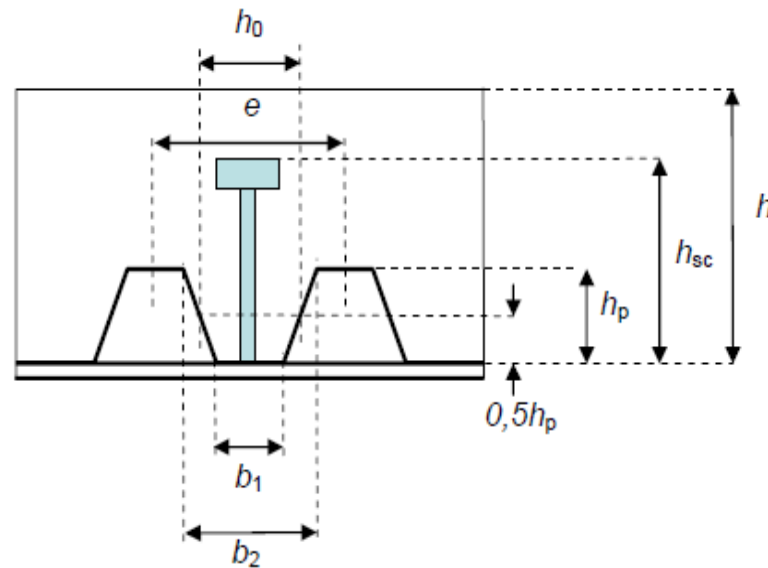


Figure III- 22 : caractéristiques des connecteurs et de la tôle

✓ Paramètres du béton

-Valeur de la résistance à la compression à 28 jours :  $f_{ck}=25 \text{ MPa}$

-Module d'élasticité sécant du béton  $E_{cm}=31\,000 \text{ MPa}$

▪ Charge permanente (y compris poids du béton et de la tôle) :

$$G= 11311.9 \text{ N/m}$$

▪ Charge d'exploitation :

$$Q= 1332 \text{ N/m}$$

▪ Combinaison à l'Elu :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 17.269 \text{ KN/m}$$

▪ Moment maximal :

$$M_{y,Ed} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 22.66 \text{ KN.m}$$

▪ Effort tranchant :

$$V_{z,Ed} = q_u \times \frac{l}{2} = 27.98 \text{ KN}$$

▪ Classification de la section (EN1993-1-1 tableau 5.2) :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.813$$

Semelle en console :

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = 45.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = 5.687 \leq 10\varepsilon = 8.13 \quad \text{Classe 2}$$

Partie interne comprimée :

$$c = h - 2t_f - 2r = 74 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_w} = 14.8 \leq 72\varepsilon = 58.536 \quad \text{Classe 1}$$

La classe de la section transversale est la classe la plus élevée, la moins favorable entre l'aile et l'âme. Donc le profilé est de classe 2.

Ainsi, les vérifications à l'Elu doivent reposer sur la résistance plastique de la section transversale, puisque le profilé est de **classe 2**.

- Largeur efficace de la semelle en béton (EN 1994-1-1 figure 5.1)

-A mi- portée, la largeur efficace totale peut être déterminée par :

$$b_{eff,1} = b_0 + \sum b_{ei}$$

$b_0 = 0$  : L'entraxe des connecteurs en saillie

$$b_{ei} = \frac{L}{8} = 0.405 \text{ m} \leq b_i = 2.22 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} = 0.405 \text{ m}, \text{ alors : } b_{eff} = 2 \times 0.405 = 0.81 \text{ m} < 2.22 \text{ m}$$

Donc  $b_{eff} = 0.81 \text{ m}$

-Aux extrémités, la largeur efficace totale est déterminée par :

$$b_{eff,0} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$$

$$\text{Avec : } \beta_i = \left( 0.55 + 0.025 \times \frac{L_e}{b_{ei}} \right) = 0.75 \leq 1$$

$$b_{eff,0} = 0 + 0.75 \times \frac{3.24}{8} = 0.304 \text{ m}, \text{ alors } 2 \times 0.304 = 0.607 \text{ m} < 2.22 \text{ m}$$

Donc  $b_{eff} = 0.607 \text{ m}$

- Résistance au cisaillement d'un goujon à tête (EN 1994-1-1 art.6.6.3.1) :

$$P_{Rd} = k_l \times \text{Min} \left( \frac{0.8 \times f_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} ; \frac{0.29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \right)$$

Coefficient de réduction  $k_l$  (EN 1994-1-1 art.6.6.4.2) :

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{100}{19} = 5.263 > 4, \text{ Donc } \alpha = 1$$

$$k_l = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0.466 \leq 1$$

$$\frac{0.8 \times f_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} = 81.615 \text{ KN}$$

$$\frac{0.29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} = 73.73 \text{ KN}$$

$$P_{Rd} = 0.466 \times \text{Min} (81.615 ; 73.73) = 34.407 \text{ KN}$$

Degré de connexion (EN 1994-1-1 art.6.2.1.3) :

Le degré de connexion est défini par :

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}}$$

Ou :

$N_c$  est la valeur de calcul de l'effort normal de compression dans la semelle en béton.

$N_{c,f}$  est la valeur de calcul de l'effort normal de compression dans la semelle en béton avec connexion totale.

$$N_{c,f} = 0.85 A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Avec  $A_c$  = l'aire de la section transversale de béton, si bien qu'à mi-portée

$$A_c = b_{eff} \times h_c = 810 \times 60 = 48600 \text{ mm}^2$$

$$N_{c,f} = 0.85 \times 48.6 \times \frac{25}{1.5} = 688.5 \text{ KN}$$

La résistance des connecteurs limite l'effort normal à :

$$N_c = 0.5 \times n \times P_{Rd} = 0.5 \times 36 \times 34.407 = 619.335 \text{ KN}$$

Donc

$$\eta = \frac{619.335}{688.5} = 0.9$$

$\eta < 1$ , donc la connexion est partielle.

Degré minimal de connexion (EN 1994-1-1 art.6.6.1.2) :

Le degré minimal de connexion est donné par :

$$\eta_{min} = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) (0.75 - 0.03L) \text{ avec } L \leq 25 \text{ m}$$

$$\eta_{min} = 0.347 < \eta = 0.9$$

⇒ Vérifiée

- Effort Normal dans la section (EN1994-1-1 art.6.6.1.2 et 6.2.1.3) :

$$N_{pl,a} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0}} = 898.15 \text{ KN} > N_c = 619.335 \text{ kN}$$

⇒ Vérifiée

- Moment de résistance :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0}} = 898.15 \text{ KN}$$

$$F_c = 0.85 \times b_{eff} \times h_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 688.5 \text{ KN}$$

$F_a > F_c$ , donc l'axe neutre est dans la poutre.

$$F_a - F_c = 209.65 \text{ KN} \leq 2b \times t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 681.6 \text{ KN}$$

Donc l'axe neutre est dans la semelle.

$$z = \frac{F_a - F_c}{2 \times b \times f_y} \gamma_{M0} + h_t = 122.461 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = F_a (0.5 \times h_a + 0.5 \times h_c + h_p) - 0.5 (F_a - F_c) (z + h_p)$$

$$M_{pl,Rd} = 112.902 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 112.902 \text{ KN.m} > M_{y,Ed} = 22.66 \text{ KN.m}$$

⇒ Vérifiée



- Résistance au cisaillement (EN 1993-1-1 art.6.2.6) :

$$A_{v,z} = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f = 842 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{v,z} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 172.576 \text{ KN}$$

$$V_{pl,z,Rd} = 172.576 \text{ KN} > V_{z,Ed} = 27.976 \text{ KN}$$

⇒ Vérifiée

La vérification du voilement par cisaillement n'est pas requise lorsque :

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72 \times \varepsilon}{\eta}$$

Par sécurité, on peut prendre  $\eta = 1$

$$\frac{h_w}{t_w} = 19.6 \leq 72 \times 0.813 = 58.536$$

⇒ Vérifiée

- Résistance de la dalle au cisaillement longitudinal (EN 1992-1-1 art.6.2.4) :

Les contraintes plastiques de cisaillement longitudinal sont données par la relation suivante :

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_c \times \Delta x}$$

Avec :  $\Delta x = \frac{L}{2}$  et  $\Delta F_d = \frac{N_c}{2}$

Donc :  $v_{Ed} = \frac{619335}{(120-60) \times 3.24 \times 10^3} = 3.186 \text{ Mpa}$

On doit vérifier la condition suivante afin d'empêcher l'écrasement des éléments comprimés dans la semelle en béton.

$$v_{Ed} < 0.6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \times f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \text{ Et } \theta_f = 45^\circ$$

$$v_{Ed} = 3.186 \text{ Mpa} < 0.6 \left( 1 - \frac{25}{250} \right) \times \frac{25}{1.5} \sin 45 \cos 45 = 4.5 \text{ Mpa}$$

⇒ Vérifiée

L'inégalité suivante doit être satisfaisante pour l'armature transversale :

$$A_{sf} \times \frac{f_{yd}}{s_f} \geq v_{Ed} \frac{h_c}{\cot \theta_f}$$

On suppose que l'espacement des barres est  $s_f = 200 \text{ mm}$ .

$$A_{sf} \geq v_{Ed} \frac{h_c}{\cot \theta_f} \frac{s_f}{f_{yd}}$$

$$A_{sf} \geq 3.186 \times \frac{60}{1} \frac{200 \times 1.15}{500} = 87.93 \text{ mm}^2$$

On peut prendre des barres de 12 mm de diamètre (113 mm<sup>2</sup>) espacées de 200 mm entre elles et s'étendant sur toute la largeur efficace du béton.

#### **Vérification à l'Els (EN 1990 art.6.5.3) :**

Flèche résultant de G+Q :

$$w = \frac{5 \times (G + Q) \times L^4}{384 E I_y}$$

Où  $I_y$  dépend du coefficient d'équivalence acier/béton ( $n$ ), lequel est fonction du type de charge. Par simplification, on peut prendre :

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}} = \frac{210000}{31000} = 6.77 \text{ Pour les effets primaires Q}$$

$$x = \frac{2n_0 \times A_a \times h_a + b_{eff} \times h_c^2}{n_0 \times A_a + b_{eff} \times h_c} = 103.799 \text{ mm}$$

$$I_y = I_a + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12n} + A_a(h_a - x)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left( x - \frac{h_c}{2} \right) = 4.8 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$n = \frac{3 \times E_a}{E_{cm}} = \frac{3 \times 210000}{31000} = 20.322 \text{ Pour les charges permanentes G}$$

$$x = \frac{2n \times A_a \times h_a + b_{eff} \times h_c^2}{n \times A_a + b_{eff} \times h_c} = 146.365 \text{ mm}$$

$$I_y = I_a + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12n} + A_a(h_a - x)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left( x - \frac{h_c}{2} \right) = 4.18 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$w = \frac{5 \times 3240^4}{384 \times 210000} \left( \frac{11.312}{4.8 \times 10^7} + \frac{1.332}{4.18 \times 10^7} \right) = 2.04 \text{ mm}$$

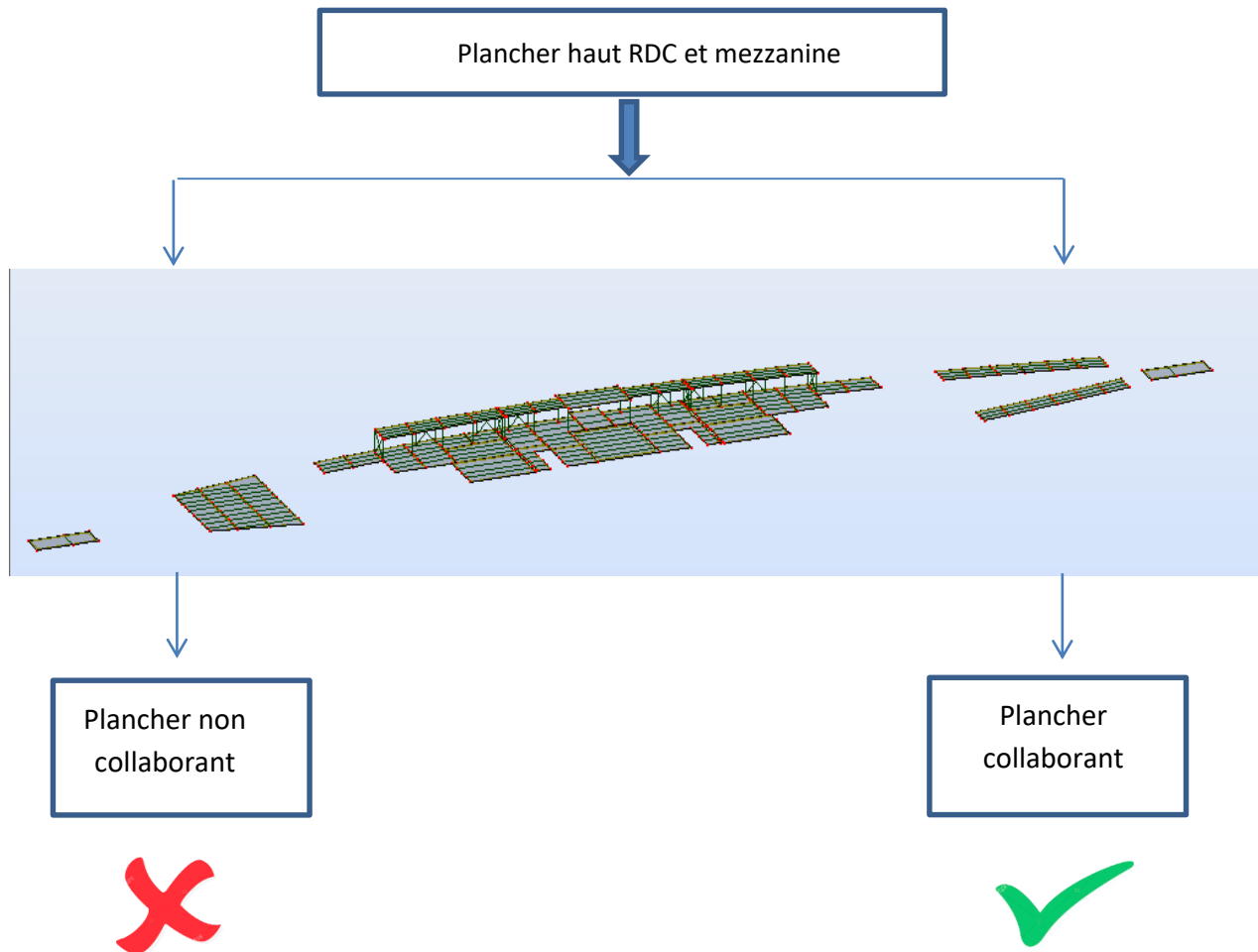
La flèche ne doit pas dépasser  $L/250$  avec un maximum de 20 mm.

$$w = 2.04 \text{ mm} < \text{Min} \left( \frac{3240}{250}; 20 \right) = 12.96 \text{ mm}$$

⇒ Vérifiée

**Conclusion :**

En comparant les résultats des deux variantes ; plancher non collaborant et plancher collaborant, on valide notre choix.



**Figure III-23 : variante adéquate pour planchers hauts - RDC et mezzanine**

### III. Dimensionnement des poteaux métalliques :

Pour cette structure, on prévoit des poteaux métalliques de longueur 2.93m pour la mezzanine et 4.07m pour le RDC.

**Exemple de calcul d'un poteau de 2.93m en utilisant l'Eurocode 3 :(pour le calcul de l'ensemble des poteaux de la structure, veuillez se référer au Document Annexe)**

Tout d'abord, on commence par déterminer la surface d'influence pour calculer l'effort normal sur le poteau considéré.

$$S=36.02 \text{ m}^2$$

Calcul des charges :

$$\text{Béton : } B = 2500 \times 10 \times 36.02 \times 0.12 = 108.06 \text{ KN}$$

$$\text{Tôle : } T = 8.9 \times 10 \times 36.02 = 3.2 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres : } P = 13.76 \text{ KN}$$

$$g = 209 \times 10 \times 36.02 = 75.28 \text{ KN}$$

$$q = 60 \times 10 \times 36.02 = 21.61 \text{ KN}$$

Le poteau reçoit une charge permanente  $G=200.9 \text{ KN}$  et une charge d'exploitation  $Q=21.6 \text{ KN}$ .

Données :

Longueur de poteau : 2.93 m

**Profilé HEA 120**

$$h=114 \text{ mm}$$

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$r=12 \text{ mm}$$

Nuance d'acier: S355

$$\text{Poids propre : } 20.3 \times 10 \times 2.93 = 0.594 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort normal reçu par le poteau est de : } N_{Ed} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 303.636 \text{ KN}$$

### Classification de la section :

L'Eurocode 3 a instauré une classification des sections transversales en fonction de plusieurs critères :

- résistance de calcul ;
- élancement des parois ;
- capacité de rotation plastique ;
- risque de voilement local ;

Quatre classes de section ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la plus fragile) :

+ **Classe 1** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.

+ **Classe 2** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.

+ **Classe 3** : sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local.

+ **Classe 4** : sections transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

#### ➤ Pour l'âme :

On a :

$t_w = 5 \text{ mm}$  et  $d = h - 2t_f - 2r = 74 \text{ mm}$  (Selon catalogue des profilés)

Alors :

$$\frac{d}{t_w} = 14.8 \leq 33\varepsilon = 26.829 \quad \text{Classe 1 (Selon Tableau 5.2 de l'EC3)}$$

Avec :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.813$

#### ➤ Pour la semelle :

On a :  $t_f = 8$  et  $c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = 45.5 \text{ mm}$  (Selon catalogue des profilés)

Alors :  $\frac{c}{t_f} = \frac{45.5}{8} = 5.68 \leq 9\varepsilon = 7.137 \quad \text{Classe 1 (Selon Tableau 5.2 de l'EC3)}$

Le profilé est donc de classe 1.

### Vérification de la résistance (EN 1993-1-1 art.6.2.4)

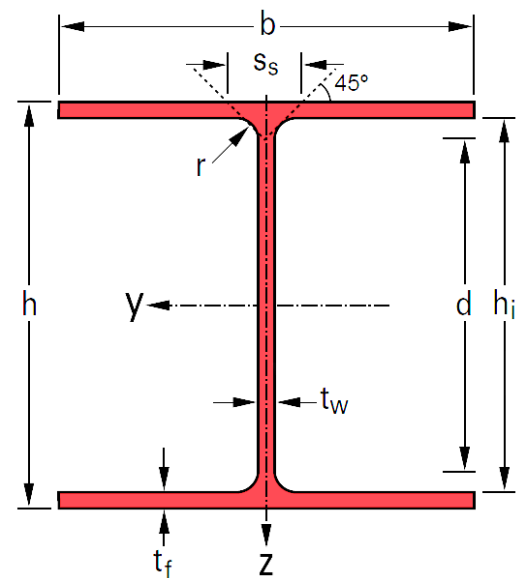


Figure III-24 : profilé HEA

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 898.15 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.34 < 1$$

⇒ Vérifiée

Vérification du flambement (EN 1993-1-1 art.6.3.1)

$$l_f = 0.7 \times l = 2051 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{I}} = 67.87$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.37$$

Donc :  $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0.888$

Pour  $h/b = 0.95 < 1.2$  et  $t_f = 8 \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.34$  (Selon Tableaux 6.2 et 6.1 de l'EC3)

Ainsi ;  $\phi = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.01$

$$\chi = \text{Min} \left( 1; \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \right) = 0.668$$

Calcul de la résistance au flambement d'un élément comprimé :

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 600.3 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.50 < 1$$

⇒ Vérifiée

**RECOMMANDATION :**

Afin de profiter au maximum des avantages de la structure en mixte Acier/Béton , on travaille avec des portées plus importantes que celle conçues pour les bâtiments en béton armée et avec un nombre réduit de poteaux.

## IV. Techniques d'assemblages :

### 1. Généralités :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et solidariser deux ou plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans provoquer des sollicitations parasites.

Pour réaliser une charpente métallique, on dispose de pièces séparées, qu'on doit assembler soit :

- Bout à bout (éclissages, raboutages) ;
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis)

Les assemblages constituent des zones plus fragiles que les zones courantes car les sections sont réduites (perçage) ou l'acier est affaibli par la chauffe du soudage, en outre les assemblages sont soumis à des sollicitations qui peuvent s'inverser et les contraintes changent de sens, c'est pourquoi il faut être vigilant dans la conception et le calcul des assemblages pour éviter tout risque de rupture brutale.

### 2. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux types d'assemblage sont :

- Le rivetage ;
- Le boulonnage ;
- Le soudage ;
- Le collage.

Qui fonctionnent de deux façons distinctes :

- Fonctionnement par obstacle : boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement ;
- Fonctionnement par adhérence : la transmission des efforts se fait par adhérence des surfaces en contact. Cela concerne le soudage, le coulage et le boulonnage par boulons HR.

### 3. Classification des assemblages :

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité ;
- Leur résistance.

*Classification par rigidité*

- ✓ Assemblages articulés : tout assemblage ne pouvant pas développer des moments significatifs susceptibles d'être défavorables pour les éléments de la structure. Ils doivent être en mesure d'accepter les rotations qui résultent des efforts transmis



- ✓ Assemblages rigides : tout assemblage dont la déformation n'a pas d'influence sur la répartition des efforts et des moments dans la structure, ni sur la déformation d'ensemble de celle-ci. Ils doivent être capables de transmettre les efforts et moment calculés.

#### Classification par résistance

- ✓ Assemblage articulé : la capacité de rotation d'un assemblage articulé doit être suffisante pour permettre la formation de toutes rotules plastiques nécessaires sous les charges de calcul.
- ✓ Assemblage à résistance complète : un assemblage peut être caractérisé ainsi si sa résistance de calcul est au moins égale à la plus grande des résistances des éléments structuraux connectés. La rigidité de l'assemblage doit être telle qu'aucune des capacités de rotation des rotules plastiques nécessaires ne soit dépassé sous les charges de calcul.
- ✓ Assemblage à résistance partielle : est par définition un assemblage dont la résistance est inférieure à celle de l'élément structural assemblé.

#### 4. Assemblages poutre-poteau :

- Assemblages articulés :

Ces assemblages sont sollicités par un effort tranchant seulement. En général, la transmission s'effectue entre l'âme de la poutre et la semelle du poteau ou entre l'âme de la poutre et l'âme du poteau. Si la poutre est posée sur le poteau, la transmission de l'effort a lieu par contact, il suffit de prévoir une attache, pour éviter le déplacement des pièces assemblées, et d'éventuels raidisseurs.

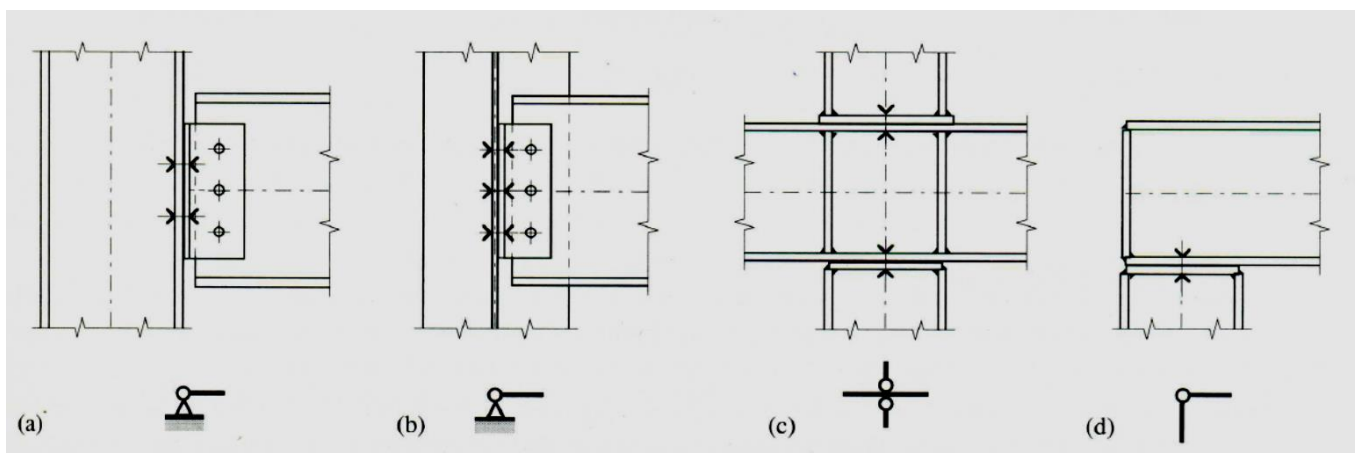


Figure III-25 : Assemblage articulé poteau-poutre

- Assemblages rigides

Les assemblages poutre-poteau sont conçus comme rigides lorsqu'on veut bénéficier des économies réalisées grâce à un calcul plastique de la structure porteuse ou quand l'effet cadre de cette dernière est requis pour résister aux charges horizontales (séisme). Les différentes possibilités de réaliser des assemblages poutre-poteau rigides ou semi-rigides sont les suivantes :

- ✓ Nœud rigide obtenu par soudage complet de la poutre et du poteau, ce qui ne peut s'exécuter qu'en atelier. Un joint de montage boulonné sera alors prévu dans la travée de la poutre.
- ✓ Nœud rigide ou semi rigide réalisé par boulonnage des poutres avec plaques frontales débordantes sur poteau continu.
- ✓ Assemblage des poutres sur poteau continu par cornières d'ailes et d'âme.

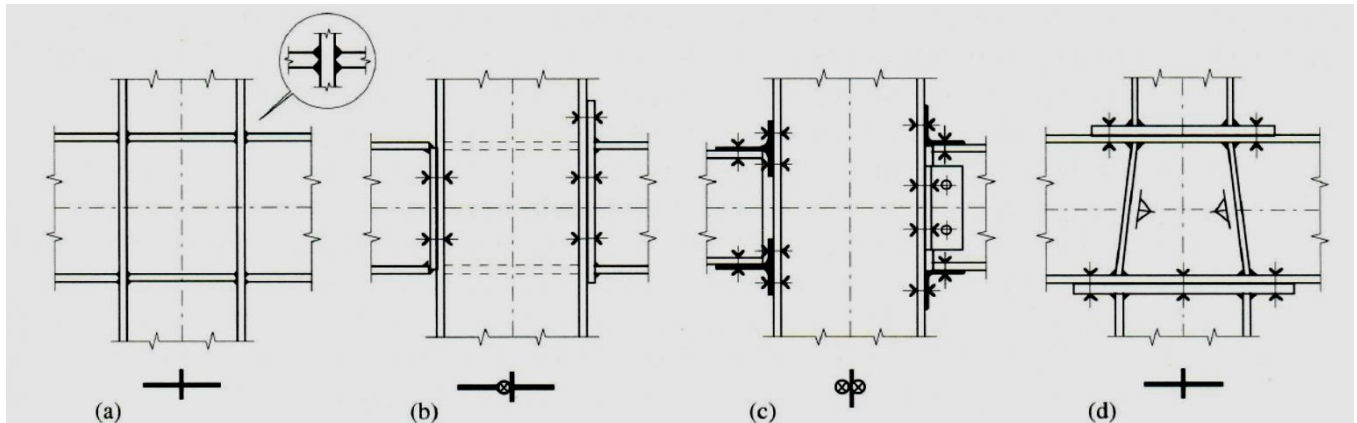


Figure III-26 : Assemblage rigide poteau-poutre

### Conclusion :

Pour notre cas, on opte pour un assemblage de type rigide en fixant une platine soudée à l'extrémité de la poutre, qui sera boulonnée par la suite sur l'âme du poteau.

### 5. Assemblage pied de poteau :

Nous avons opté pour des assemblages articulés au niveau des pieds de poteaux, en effet si on encastre le poteau métallique on aurait à transmettre des moments. Les pieds de poteaux sont ainsi souvent articulés, avec des tolérances plus larges. On trouvera des détails typiques dans la figure ci-dessous.

Toutefois, des forces horizontales élevées peuvent nécessiter le recours à des assemblages de pieds encastrés.

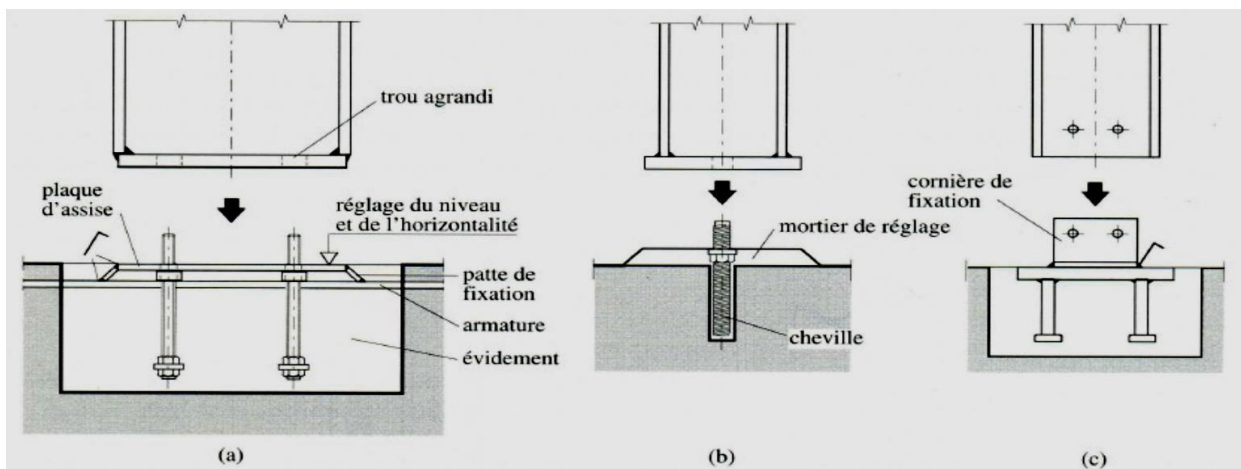


Figure III-27 : Détails des assemblages types pour un pied de poteau

Les pieds de poteaux articulés seront assemblés aux massif de tête des pieux par le biais d'une pré-platine ancrée dans le béton via des ancrages adéquats, d'une platine à la base du pied de poteau et finalement par une bêche soudée à la base inférieure de la platine pré-scannée dont la fonction principale est de reprendre l'effort de cisaillement.

**Remarque :**

La démarche de dimensionnement utilisée dans les parties précédentes est purement statique, ainsi les dimensions des éléments calculées peuvent augmenter d'un certain pourcentage en réalisant une étude dynamique.

## Partie 4 : Etude dynamique de l'ensemble de la structure

Il est nécessaire que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet et qu'elle devienne un réflexe, de façon à en réduire et en contrôler les dommages probables. Ce réflexe, de conception parasismique, ne peut résulter que d'une collaboration permanente et étroite entre utilisateurs, architectes, ingénieurs et entreprises. Il convient de rappeler qu'une application stricte des règles générales de la construction lors de la conception du projet, ainsi qu'une bonne exécution des travaux, permettent aux bâtiments de résister de façon satisfaisante aux séismes de faible à moyenne intensité.

L'évaluation des actions sismiques est effectuée sur la base du règlement de construction parasismique RPS 2011.

### **1. Objectifs du règlement :**

L'objectif principal de la réglementation parasismique est de sauvegarder un maximum de vies humaines pour une secousse dont le niveau d'agression est fixé pour chaque zone de sismicité. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit en aucun cas s'effondrer sur ses occupants. Pour des secousses plus modérées, l'application des dispositions définies dans le règlement parasismique marocain RPS2011 doit aussi permettre de limiter les destructions et les pertes économiques.

Ainsi le comportement de la structure et le niveau de dommages admissibles dépend de l'intensité des séismes, évaluée en fonction de la vitesse maximale des zones sismiques calculée pour une probabilité de dépassement sur 50 ans, de 10%.

- séisme de faible intensité : ( $v < 0,1$ ) zones : 0 et 1
- séisme à intensité moyenne : ( $0,1 \leq v \leq 0,205$ ) zones : 2-3 4
- séisme violent : ( $v > 0,205$ )

### **2. Sismicité et risque sismique :**

Avant de construire un bâtiment il est nécessaire d'évaluer le risque sismique de la région afin de réaliser des structures adaptées.

Au Maroc pour évaluer le calcul des charges sismiques pouvant être causées par un séisme sur les infrastructures, le règlement en vigueur RPS2011 utilise l'approche des zones.

Il s'agit de diviser le pays en plusieurs zones de sismicité homogène et présentant approximativement le même niveau d'aléa sismique pour une probabilité d'apparition donnée.

Le zonage sismique divise le territoire national en cinq zones, de 0 à 4 par ordre croissant.

Toutefois, le mouvement sismique (caractérisé par l'accélération et la vitesse du sol) pour lequel une construction doit être dimensionnée ne dépend pas seulement de la zone de sismicité, mais aussi du type de sol, de l'importance du bâtiment et du type de contreventement utilisé.

### **3. Contreventement :**

#### **3.1. Définition :**

Le contreventement d'une construction est constitué de l'ensemble des éléments structuraux qui concourent à sa résistance aux actions autres que gravitaires, principalement horizontales telles que le vent, les séismes, la poussée des terres en fournissant à la structure la rigidité nécessaire afin de pallier au problème des déformations excessives susceptibles d'endommager les éléments non structuraux et les équipements. Celui-ci doit être pensé dès la conception du

bâtiment car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. C'est donc un élément névralgique dans la conception d'un ouvrage.

### 3.2. Types de contreventement :

#### 3.2.1. Contreventement par voiles :

Ce type de contreventement est généralement très rigide, ce qui présente l'avantage de limiter à des valeurs très petites les déformations imposées aux éléments non structuraux (remplissages, cloisons, fenêtres).

Idéalement, les voiles ne devraient pas comporter d'ouvertures. Etant donné que les ouvertures sont indispensables à l'utilisation des bâtiments, il faut absolument les proscrire dans les zones de fortes déformations plastiques comme la base des refends en béton armé.

Par contre, cette raideur élevée conduit à des valeurs de la période fondamentale de la structure qui sont, le plus souvent, situées dans la zone fortement amplifiée du spectre en pseudo-accelération, donc à des efforts importants; ce type de contreventement est adéquat dans le cas de fondation sur sol relativement mou, et dans le cas des bâtiments à grande hauteur.

#### 3.2.2. Contreventement par noyaux :

Il est souvent utilisé pour les immeubles de grande hauteur. Les noyaux qui correspondent aux cages d'escaliers ou d'ascenseurs peuvent être combinés avec des éléments de contreventement situés en façade.

#### 3.2.3. Contreventement par portiques :

Les systèmes de portiques sont bien adaptés pour la stabilisation horizontale des ouvrages. De par le monde, ce sont de loin les systèmes structuraux les plus utilisés pour la stabilisation parasismique. D'une manière générale, les portiques sont des systèmes plutôt flexibles face aux efforts latéraux, ce qui est souvent un avantage pour le comportement sismiques. Il faut alors que les éléments non porteurs et leurs fixations soient suffisamment déformables pour suivre les déformations imposées par la structure.

Avec les systèmes de cadres, il faut être extrêmement attentif aux colonnes captives ou colonnes courtes. A chaque reprise, le phénomène de colonne courte est responsable d'une bonne partie des dommages sismiques.

Il peut être particulièrement avantageux dans les cas de fondation sur rocher (période fondamentale contrôlée par la raideur propre de la structure et suffisamment grande pour éviter une forte amplification de réponse). Il faut signaler que ces structures sont surtout utilisées pour des immeubles de faible et de moyenne hauteur.

### 3.3. Disposition des éléments de contreventement :

La bonne conception des structures suppose la réalisation d'un ensemble formé par les planchers et les murs ou les portiques en béton armé, disposés dans deux directions du plan et constituant un réseau tridimensionnel plus ou moins continu. Les éléments de contreventement devraient être :

- Les plus larges possibles puisque les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés, donnant lieu à des déformations importantes.
- Disposés en façade ou près des façades, pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion.
- Disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau : la construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des

masses et le centre de rigidité est grande. C'est autour de ce dernier que la rotation se produit ; il joue le rôle de centre de torsion.

- Continuité en élévation : les éléments de contreventement des différents étages devraient être de préférence superposés afin de former des consoles verticales. Ils doivent conférer aux différents niveaux une rigidité comparable.

#### 4. Paramètres de calcul :

##### 4.1. Classification de la construction :

Le RPS 2011 répartit les bâtiments selon leur usage principal en trois groupes de priorité sismique :

- CLASSE I : Bâtiments d'importance vitale
- CLASSE II : Bâtiments du grand public
- CLASSE III : Bâtiments ordinaires

A chaque groupe correspond un facteur d'importance ou de priorité sismique.

Puisqu'il s'agit d'une gare routière, elle entre donc dans **la classe II** : BATIMENTS DU GRAND PUBLIC.

##### 4.2. Coefficient d'importance :

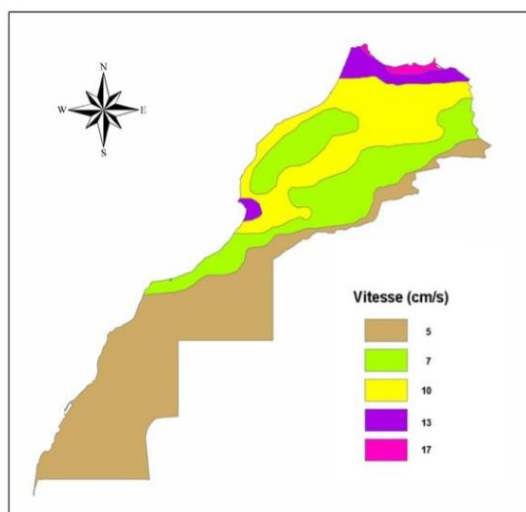
D'après le tableau donné dans le RPS 2011 :

Classe de constructions	Coefficient I
Classe I	1.30
Classe II	1.20
CLASSE III	1.0

**Tableau IV-1 : coefficient d'importance**

Puisqu'on est en **CLASSE II**, donc le coefficient de priorité est :  **$I=1.2$**

##### 4.3. Zonage sismique et vitesse :



**Figure IV-1 : zonage sismique en vitesse (cm/s)**



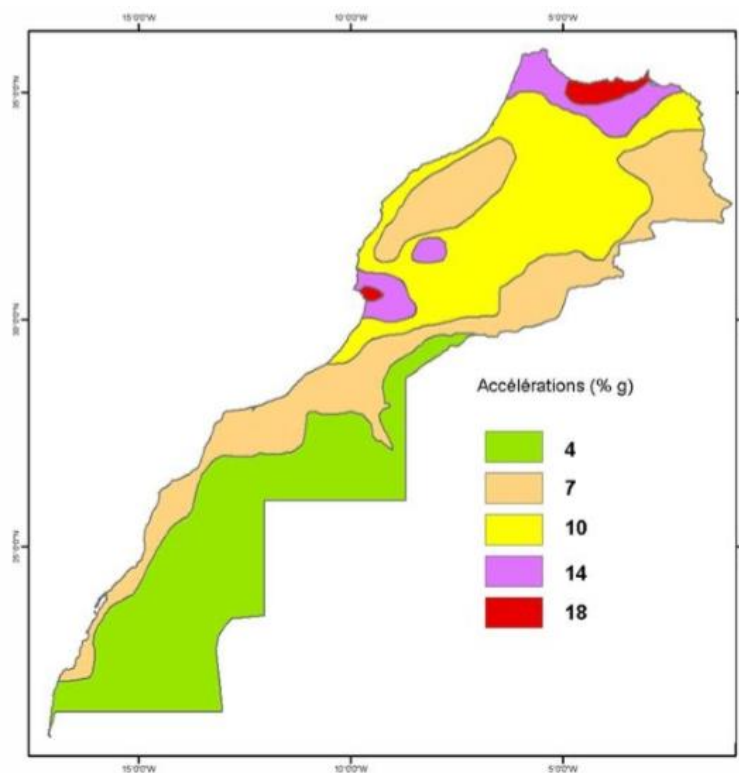
D'après la figure ci-dessus, Rabat est située en zone de vitesse  $v = 0.1\text{m/s}$

Parametres de vitesse $v / \text{m/s}$	Numéro de zone de vitesse $Z_v$
0.00	0
0.07	1
0.10	2
0.13	3
0.17	4

**Tableau IV-2 : numéro de zone de vitesse**

D'après le tableau ci-dessus, on est en **Zone de Vitesse 2**.

#### 4.4. Zonage sismique et accélération :



**Figure IV-2 : zonage sismique en accélération**

L'accélération dans la zone de notre construction est :  **$Z_a=10\%$**

#### 4.5. Coefficient de site :

Les ondes sismiques qui se propagent depuis le foyer jusqu'à la surface traversent différents milieux. Selon la nature de ces couches géologiques, l'impact du séisme ne sera pas le même, car les caractéristiques mécaniques sont différentes. L'Effet de site caractérise alors cette modification de la secousse sismique selon la géologie locale.

Pour tenir compte de ces effets sur le spectre de réponse du mouvement du sol, le RPS 2011 donne un classement des sites en cinq types en fonction des caractéristiques mécaniques du sol et de son épaisseur.

Sites	Nature	Coefficient
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur < 30 m	1
S2	Sols fermes épaisseur $\geq 30$ m Sols meuble épaisseur < 30 m	1,20
S3	Sols meubles épaisseur $\geq 15$ m Sols Mous épaisseur < 10 m	1,4
S4	Sols Mous épaisseur $\geq 10$ m	1,8
S5	Conditions spéciales	*

**Tableau IV-3 : effet de site**

D'après le rapport géotechnique, il s'agit d'un sol rocheux et le site est donc classé de type S1 et a par conséquent **un coefficient d'influence de 1.**

#### 4.6. Ductilité :

La ductilité d'un système structural a pour objectif d'assurer une capacité de dissipation de l'énergie induite par le séisme, et ce par des déformations inélastiques sans réduction substantielle de sa résistance. Un tel mécanisme en mouvement cyclique absorbe beaucoup d'énergie et peut donc procurer à la structure un comportement très efficace vis-à-vis du séisme (structure dissipative).

Pour résister aux efforts sismiques, le système structural de toute construction doit montrer une ductilité suffisante au cours du séisme.

Pour ce faire, le règlement parasismique définit trois classes de ductilité : ND1, ND2, ND3 classées par ordre croissant de ductilité.

Le tableau suivant illustre le niveau de ductilité requis pour les trois classes de bâtiments en fonction de l'intensité du séisme.

CLASSES DE BATIMENTS	NIVEAU DU SEISME (v :facteur de vitesse)		
	$v \leq 0.10$	$0.10 < v \leq 0.20$	$0.20 < v$
CLASSE I	ND1	ND2	ND3
CLASSE II			
CLASSE III	ND1		ND2

**Tableau IV-4 : ductilité et classe**

On est en présence d'un ouvrage de classe II avec un facteur de vitesse égal à 0.1 donc d'après le tableau suivant un niveau de ductilité ND1.

#### 4.7. Facteur de réduction K :

Le facteur de réduction de la force sismique de calcul, ou coefficient de ductilité K caractérise la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique. Ce coefficient est donné en fonction du système de contreventement et du niveau de ductilité par le tableau suivant :

Système de contreventement	ND 1	ND2	ND 3
OSSATURES EN BETON ARME			
Portiques en Béton armé	2	3.5	5
Voile et Portique	2	3	4
Voile	1.4	2.1	2.8
Voiles couplés	1.8	2.5	3.5
OSSATURES EN ACIER			
Portique à nœuds rigides	3	4.5	6
Ossature contreventée	2	3	4

**Tableau IV-5 : facteur de comportement**

Pour la partie en béton armé de notre ouvrage, elle est contreventée en voiles et puisque on est en niveau de ductilité ND1 alors  $K=1.4$

Et comme notre ossature est contreventée et qu'en est en niveau de ductilité ND1,  $K=2$ .

On prend le coefficient de réduction le plus défavorable. Soit  **$K=1.4$**

#### 4.8. L'amortissement $\xi$ :

L'amortissement représente les frottements internes développés dans la structure en mouvement. Il est fonction des matériaux composant la structure.

Dans notre cas :

$$\xi = 5\%$$

#### 4.9. La période fondamentale de vibration T :

La période fondamentale de vibration T, caractérisant la masse et la rigidité de la structure, peut être évaluée par : un calcul dynamique précis ou la méthode de Rayleigh.

Des formules empiriques peuvent être utilisées sous certaines conditions.

La valeur de la période fondamentale de vibration T peut être déterminée par les formules forfaitaires suivantes :

a) Ossature en portiques en béton armé ou en charpente en acier contreventée

$$T = 0.075 H^{3/4}$$

b) Portique en acier à nœuds rigides

$$T = 0.085 H^{3/4}$$

Pour notre structure, la valeur de la période fondamentale de vibration T est de :

$$T = 0.62s$$

4.10. Facteur d'amplification D :

Rapport des zones $Z_a / Z_v$	Période T		
	$\leq 0.25$	$0.25 < T < 0.50$	$0.50 \leq$
$1 <$	1.9	1.9	$1.20/(T)^{2/3}$
1	2.5	$-2.4 T + 3.1$	
$1 >$	3.5	$-6.4 T + 4.2$	

Tableau IV-6 : facteur d'amplification

Dans notre cas  $T > 0.5$  donc le facteur d'amplification est donné par la formule suivante :

$$D = 1.2 \times T^{2/3} = 0.87$$

## 5. Méthode de calcul :

### 5.1. Méthode statique équivalente :

L'approche statique équivalente a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement sismique du sol, des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces, dans la direction du séisme, et dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

D'après RPS 2011, L'approche statique équivalente adoptée, est requise dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment doit être régulier conformément aux critères définis dans l'article 4.3
- La hauteur du bâtiment n'excède pas 60 m et sa période fondamentale ne dépasse pas 2 secondes.

La force sismique latérale équivalente :

$$F = \vartheta S D I W / K$$

Avec :

$\vartheta$  : Le coefficient de vitesse de zones

S : le coefficient du site

D : le facteur d'amplification dynamique donné par le spectre d'amplification dynamique

I : le coefficient de priorité

K : le facteur de comportement

W : la charge prise en poids de la structure

La charge W de la structure correspond à la totalité des charges permanentes G et une fraction q des charges d'exploitation Q en fonction de la nature des charges et leur durée. On prend :

$$W = G + \psi Q$$

Le coefficient  $\psi$  est donné au tableau ci-dessous :

Nature des surcharges	Coefficient $\psi$
1/ Bâtiments à usage d'habitation et administratif	0.20
2/ Bâtiments d'utilisation périodique par le public tels que salles d'exposition, salles de fêtes	0.30
3/ Bâtiments d'utilisation tels que restaurants, salles de classe	0.40
4/ Bâtiments dont la charge d'exploitation est de longue durée tels qu'entrepôts, bibliothèques, silos et réservoirs	1.00

**Tableau IV-7 : le coefficient  $\psi$**

Pour notre structure :  $\psi = 0.4$

Répartition verticale de la force sismique :

La force sismique latérale totale  $F$  doit être répartie sur la hauteur de la structure de la manière suivante :

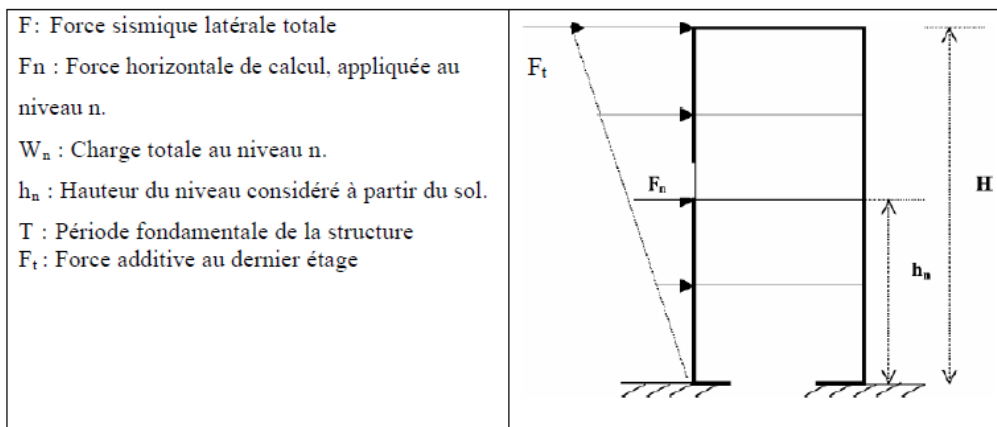
Une partie  $F_t$  de la force  $F$  est affectée au sommet du bâtiment ; le reste ( $F - F_t$ ) doit être réparti sur tous les niveaux y compris le dernier niveau selon la formule suivante :

$$F_n = (F - F_t)(W_n h_n / \sum (W_i h_i))$$

$i$  varie de 1 à  $n$

$$F_t = 0 \quad \text{si} \quad T \leq 0.7s$$

$$F_t = 0.07TF \quad \text{si} \quad T > 0.7s$$



**Figure IV-3 : répartition verticale des forces sismiques**

### 5.2. Méthode de l'approche dynamique :

Si les conditions de régularité ou de hauteur d'une structure, exigées par l'approche statique équivalente ne sont pas satisfaites, l'approche dynamique reste la méthode la plus fiable pour l'analyse de l'action sismique.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse pour le calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- Un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique.
- La structure est supposée à comportement élastique ce qui permet le calcul des modes propres.
- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences de résonance.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences de résonances est appelé mode de vibration.
- Le comportement global est considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Le calcul des modes doit être poussé de façon à satisfaire les deux conditions suivantes :

- ne pas dépasser la fréquence 33 Hz dite « fréquence de coupure » dans chaque direction d'excitation,
- solliciter 90% de la masse totale  $M$  du système dans chaque direction d'excitation.

Au-delà de la fréquence de coupure l'apport des modes supérieurs est négligeable.

La suite des modes peut être interrompue avant la fréquence de 33 Hz (période de 0,03 s) à condition que la somme des masses modales  $\%M$  représente au moins 70 % de la masse totale vibrante  $M$ .

Pour un séisme donné, la réponse globale de la structure n'est constituée que de quelques modes principaux. Ces modes principaux sont retenus en fonction des masses modales effectives. La masse modale étant pour un mode donné la masse effective dans la direction du séisme étudié.

Les réponses modales (déplacements et efforts maximaux) calculées pour les différents modes retenus sont ensuite combinées de façon à restituer l'ensemble des effets du séisme réel.

Il faut signaler qu'il n'est pas nécessaire de considérer l'effet de tous les modes de vibration pour obtenir une précision acceptable dans les structures. Dans l'analyse modale spectrale on peut utiliser la masse modale comme un indicateur du nombre de modes à considérer dans l'analyse. Le nombre de mode employé doit être suffisant pour représenter au moins 90% de la masse totale de la structure.

On retient que l'analyse modale spectrale de la structure se déroulera selon les étapes suivantes :

- Recherche des modes propres de la structure
- Sélection des modes qui jouent un rôle prépondérant lors d'un séisme.
- Combinaison des réponses modales.

### 5.3. Choix de la méthode :

Le choix de la méthode de calcul sismique dépend de la régularité ou non de notre structure. En effet, l'approche statique équivalente est basée sur la distribution régulière de la rigidité et de la masse dans la structure. Le RPS 2011 précise deux niveaux de vérification : en plan et en élévation.

#### 5.3.1. Régularité en plan :

- La structure doit présenter une forme simple et une distribution de masse et de rigidité sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales au moins, le long desquelles sont orientés les éléments structuraux.

- En présence de parties saillantes ou rentrantes leurs dimensions ne doivent pas dépasser 0,25 fois la dimension du côté correspondant :  $a + b \leq 0,25 B$ .
- L'élancement (grand côté L / petit côté B) ne doit pas dépasser la valeur 3,5.

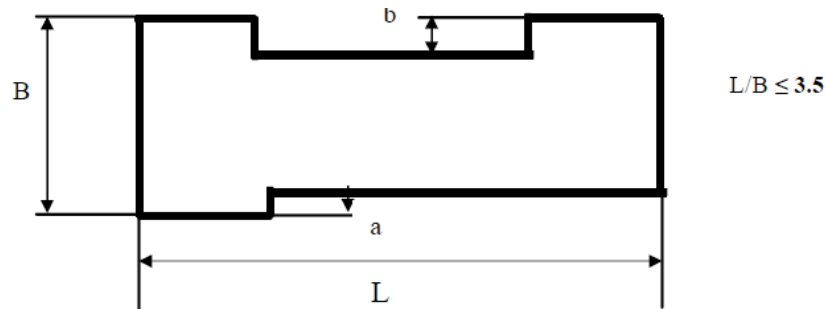


Figure IV-4 : régularité en plan

- A chaque niveau, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique, ne doit pas dépasser 0,20 fois la racine carrée du rapport de la raideur de torsion sur la raideur de translation.

### 5.3.2. Régularité en élévation :

- La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur du bâtiment. Les variations de la rigidité et de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser 30 %.
- Dans le cas d'un rétrécissement graduel en élévation, la saillie à chaque niveau ne doit pas dépasser 15% de la dimension en plan du niveau précédent sans que le retrait global ne dépasse 25% de la -dimension en plan au niveau du sol.
- Dans le cas d'un élargissement graduel en élévation, le retrait à chaque niveau ne doit pas dépasser 10% de la dimension en plan du niveau précédent sans que le débordement global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol.
- La hauteur totale du bâtiment ne doit pas dépasser 4 fois la plus petite dimension de sa base.
- Un élément vertical du système structural résistant aux forces latérales ne doit pas avoir de décalage. Le trajet des forces latérales doit être continu.
- La résistance au cisaillement du système structural à un niveau donné ne doit pas être inférieure à 80% de la résistance du niveau supérieur. La résistance au cisaillement d'un étage est constituée de la résistance totale de tous les éléments du système structural qui partagent les efforts tranchants à l'étage pour la direction sismique considérée.

Pour notre projet, elle présente une structure irrégulière, car elle ne satisfait pas la première condition de régularité à savoir : « La structure doit présenter une forme simple et une distribution de masse et de rigidité sensiblement *symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales au moins*, le long desquelles sont orientés les éléments structuraux. » En effet, il y a une discontinuité de rigidité entre le sous-sol qui contient des voiles et la toiture métallique. Alors on doit suivre une approche dynamique.

## 6. Application au projet :

### 6.1. Données sismiques :

Toutes les hypothèses, les valeurs des paramètres sont issues du règlement parasismique RPS 2011 :



- Zonage sismique :

La région de Rabat se situe dans la zone 2 conformément à la carte de zonage qui figure dans le règlement. On a  $Z_a = Z_v = 2$

- Facteur de priorité :

Il s'agit d'un bâtiment qui accueille le grand public donc sera catégorisé classe II. D'où  $I = 1,2$

- Coefficient du site :

Le tableau 5.2 de l'article 5.2.3.2 fournit le coefficient de site correspondant au site S1,  $S=1$ .

- Niveau de ductilité :

Le tableau 3.2 (Ductilité et classes de bâtiments) du règlement donne pour un facteur de vitesse  $v=0.1m/s$  et pour un bâtiment de classe II, un niveau de ductilité ND1.

- Facteur de comportement :

Le facteur de comportement pour un niveau de ductilité ND1 est :

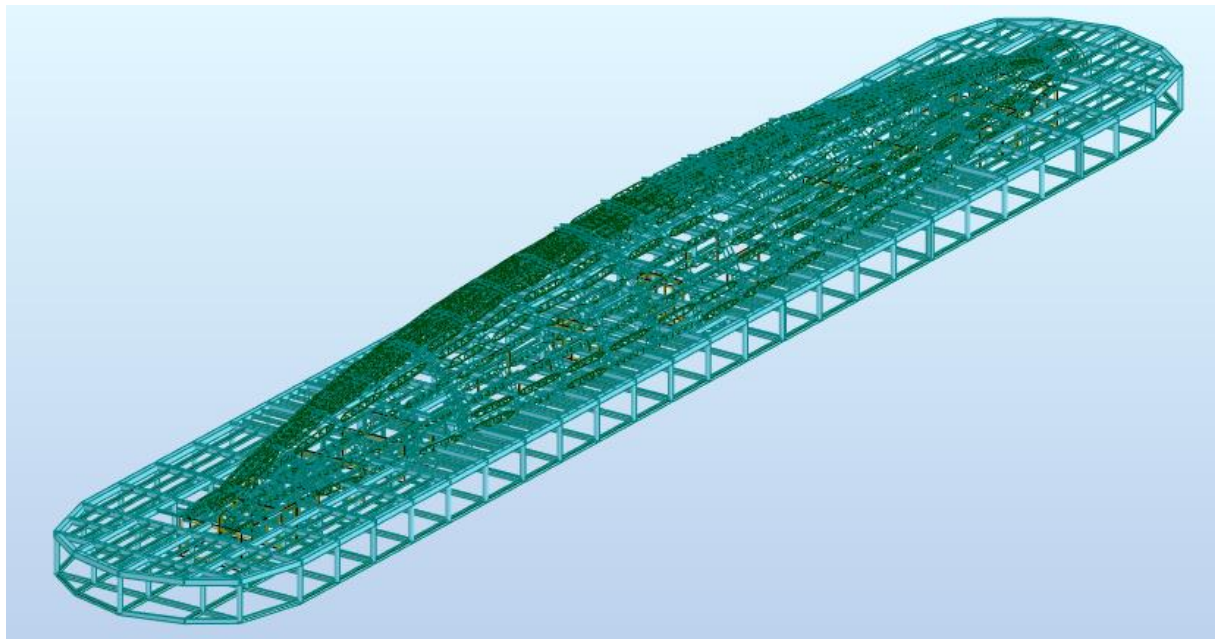
Pour notre projet, on a pris :  $K = 1.4$

- Coefficient de conversion de la charge d'exploitation en masse :

Pour notre cas, on prend  $\Psi=0.4$

### 6.2. Modélisation :

Etant donné l'irrégularité de notre structure, une étude dynamique reposant sur une analyse modale spectrale s'impose. On modélise toute la structure à savoir les deux sous-sols en Béton armé, le RDC et la mezzanine en mixte Acier / Béton et la toiture en treillis spatial, sur le Logiciel Robot :



**Figure IV-5 : modélisation de la structure sur le logiciel Robot**

Notre structure est composée de 7 blocs séparés par des joints de dilatation qui permettent d'effectuer l'étude sismique de chaque bloc à part. La modélisation du bloc principal est la suivante :

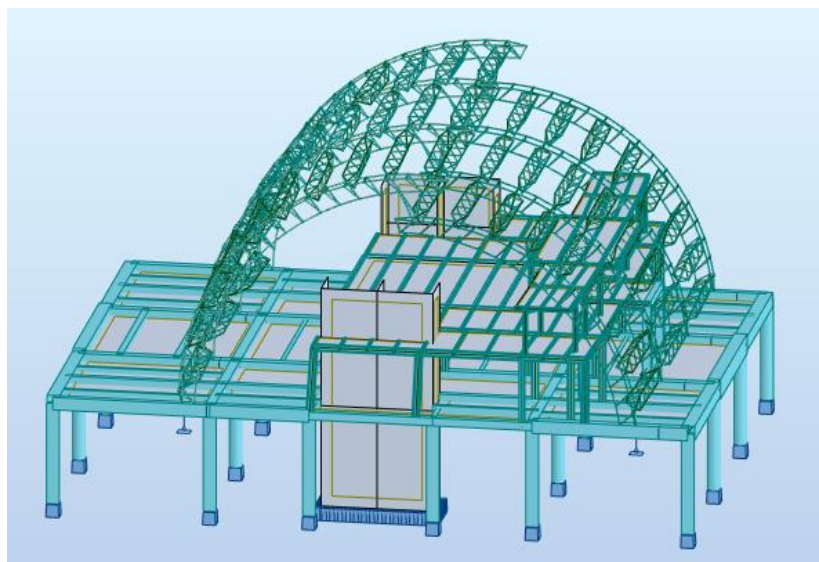


Figure IV-6 : modélisation du bloc principal sur le logiciel Robot

### 6.3. Résultat de l'analyse modale :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
63/ 1	0.41	2.46	0.00	64.67	0.00	0.00	64.67
63/ 2	0.73	1.37	52.36	64.73	5.87	52.36	0.05
63/ 3	0.79	1.27	55.96	65.10	6.66	3.59	0.38
63/ 4	0.99	1.01	55.98	65.12	6.73	0.02	0.02
63/ 5	1.07	0.94	63.21	65.13	13.63	7.23	0.00
63/ 6	1.24	0.80	63.28	66.79	13.64	0.07	1.66
63/ 7	1.35	0.74	72.87	66.79	26.77	9.58	0.01
63/ 8	1.49	0.67	72.88	79.29	26.82	0.01	12.50
63/ 9	1.55	0.64	72.88	80.46	26.82	0.00	1.16
63/ 10	1.65	0.61	72.93	81.75	26.96	0.05	1.29
65/ 70	3.82	0.26	89.53	92.45	46.20	0.00	0.00
65/ 71	3.83	0.26	89.59	92.45	46.20	0.06	0.00
65/ 72	3.83	0.26	89.60	92.45	46.22	0.00	0.00
65/ 73	3.84	0.26	89.68	92.45	46.24	0.08	0.00
65/ 74	3.86	0.26	89.88	92.45	47.05	0.21	0.00
65/ 75	3.87	0.26	89.89	92.45	47.18	0.01	0.00
65/ 76	3.90	0.26	89.98	92.45	47.30	0.08	0.00
65/ 77	3.90	0.26	89.99	92.45	47.36	0.01	0.00
65/ 78	3.93	0.25	89.99	92.46	47.54	0.00	0.01
65/ 79	3.94	0.25	89.99	92.46	47.55	0.00	0.00
65/ 80	3.95	0.25	90.00	92.48	47.87	0.01	0.02

Tableau IV-8 : résultats modales

Pour obtenir un pourcentage de masse participante supérieur à 90%, le calcul a été poussé jusqu'au 80ème mode tout en gardant une fréquence inférieure à 33Hz.

On remarque également que les deux premiers modes sont les plus signifiants de point de vue participation de masse (mode 1 selon Y et mode 2 selon X).

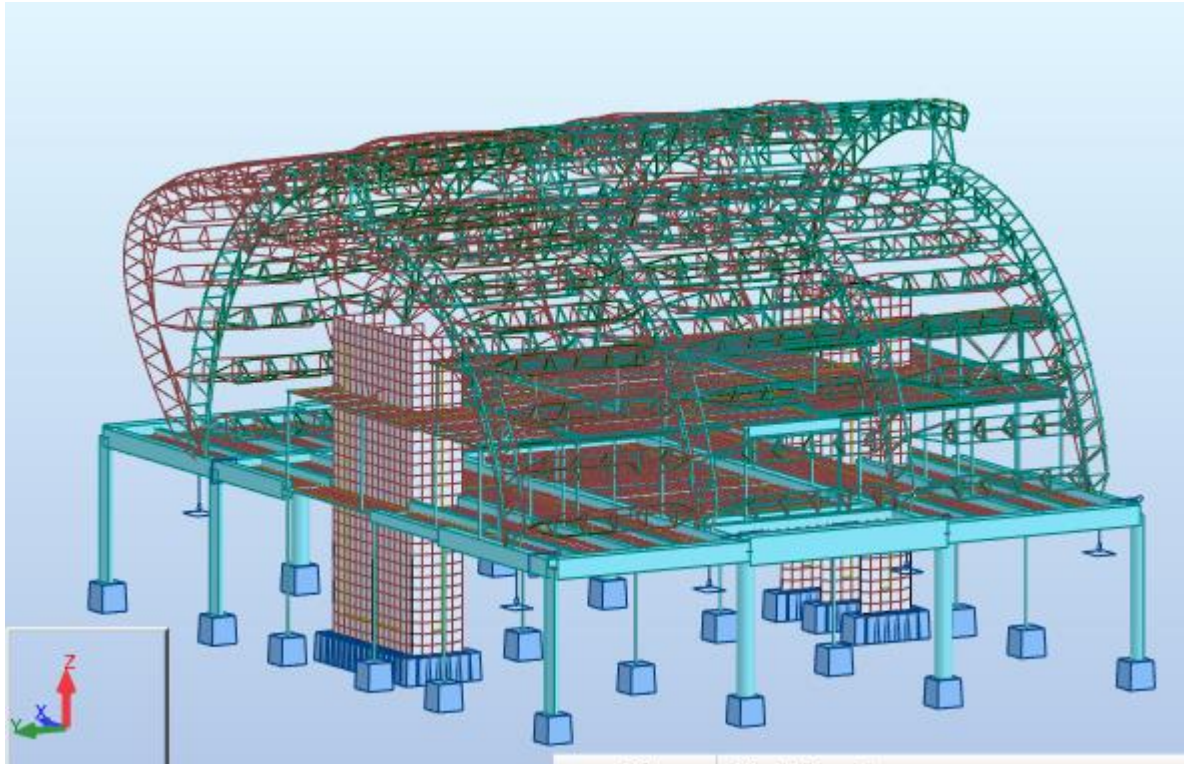


Figure IV-7 : déformation au mode 1 (déplacement max suivant Y)

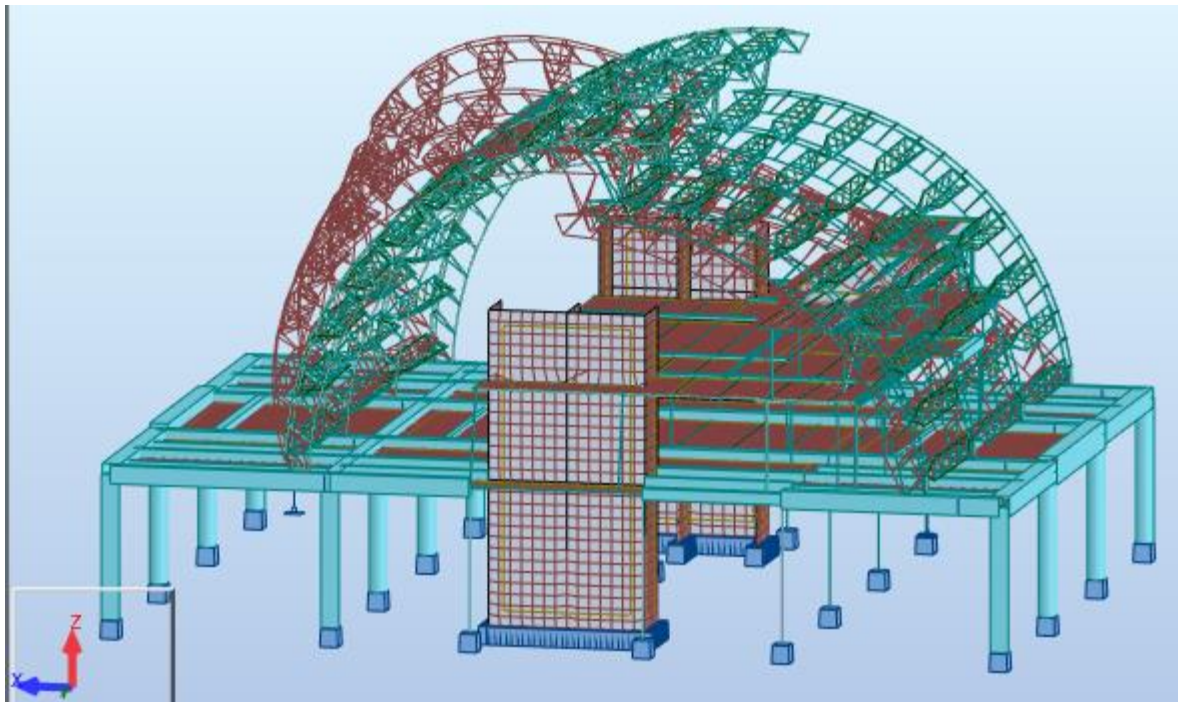


Figure IV-8 : déformation au mode 2 (déplacement max suivant X)



#### 6.4. Vérification du déplacement latéral total du bâtiment :

Le déplacement latéral total du bâtiment  $g$  doit être limité à :

$$g \leq 0.004 H$$

$H$  : étant la hauteur totale de la structure.

Le tableau des déplacements latéraux donné par le logiciel ROBOT est le suivant :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	4.3	15.4	2.6	0.013	0.006	0.011
<b>Noeud</b>	5245	5276	5406	5149	5237	5094
<b>Cas</b>	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)
<b>MIN</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Noeud</b>	194	194	194	194	577	194
<b>Cas</b>	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)

**Tableau IV-9 : déplacements latéraux extrêmes du bloc central.**

Ces déplacements sont à comparer au déplacement limite donné par le RPS2011 à savoir :

$$0.004H = 15.82 \text{ cm}$$


D'après le tableau des résultats le déplacement max est  $u_y = 15.4 \text{ cm} < 15.82 \text{ cm}$


Donc les déplacements sont bien vérifiés.


#### 6.5. Comparaison entre l'effort sismique et le vent pour la toiture métallique :

L'effort du vent maximal donné par le logiciel ROBOT est :


16A4701









5 : vent





1..10; CQC



	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	294.89	553.62	502.04	17.15	42.92	67.52
Barre	479	12	9	19578	2675	21691
Noeud	2574	9	6385	11390	2652	11390
Cas	5	5	5	5	5	5
MIN	-620.56	-549.87	-79.71	-19.02	-47.01	-42.49
Barre	1466	19545	4342	8344	1462	2576
Noeud	2676	11400	4049	5456	2672	25
Cas	5	5	5	5	5	5

**Tableau IV-10 : les efforts du vent pour la toiture**

Alors que l'effort sismique maximal est :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	56.41	3.43	4.30	1.73	3.07	2.84
Barre	3397	2577	3434	8344	3390	2577
Noeud	3403	25	3418	5456	3396	25
Cas	23	23	23	23	23	23
Mode	9	4	9	6	9	4
<b>MIN</b>	-52.15	-2.93	-7.21	-1.73	-3.04	-2.48
Barre	6218	21691	3507	8344	3434	21691
Noeud	5343	11390	3459	5456	3418	11390
Cas	23	23	23	23	23	23
Mode	CQC	CQC	9	CQC	9	CQC

**Tableau IV-11 : les efforts du séisme pour la toiture**

On remarque que pour la toiture, l'effet du vent est prépondérant sur l'effet du séisme, en effet la région de Rabat est une région de faible sismicité, et l'emplacement de notre structure ainsi que sa toiture qui est en charpente métallique favorise l'action du vent (effet de surface) sur celle du séisme (effet de masse).

#### 6.6. Comparaison entre l'effort sismique et le vent pour l'ensemble du bâtiment :

L'effort du vent maximal donné par le logiciel ROBOT est :

	FX [kN]	FY [kN]
<b>MAX</b>	6.76	13.27
Barre	728	701
Noeud	608	607
Cas	30	30
<b>MIN</b>	-400.83	-13.28
Barre	696	698
Noeud	597	601
Cas	30	30

**Tableau IV-12 : les efforts du vent pour l'ensemble du bâtiment sans toiture**

Alors que l'effort sismique maximal est :

	FX [kN]	FY [kN]
<b>MAX</b>	155.42	55.66
Barre	789	688
Noeud	646	581
Cas	44	44
Mode	CQC	CQC
<b>MIN</b>	-127.44	-49.68
Barre	796	688
Noeud	661	581
Cas	44	44
Mode	7	7

**Tableau IV-13 : les efforts du séisme pour l'ensemble du bâtiment sans toiture**

On remarque que pour l'ensemble du bâtiment sans toiture, l'effet du séisme est prépondérant sur l'effet du vent, en effet les sous-sols sont composés essentiellement de murs et voiles en béton armé qui sont sujettes au séisme (effet de masse) et qui sont enterrés donc l'action du vent n'est pas très importante.

#### 6.7. Vérification des dimensions de la structure après application de l'action sismique :

##### 6.7.1. Toiture :

Les dimensions des éléments constituant la toiture en charpente métallique ne sont pas modifiés après application de l'action sismique, ceci se justifie par le fait que la toiture métallique est légère et elle suit le séisme dans son mouvement.

##### 6.7.2. La partie en mixte :

Pour la partie en mixte, on prévoit des barres de contreventement entre les poteaux ainsi qu'au niveau des dalles pour reprendre l'action du séisme et la transmettre aux fondations.

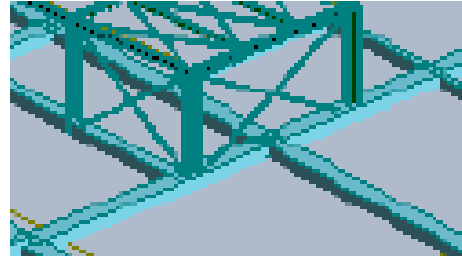
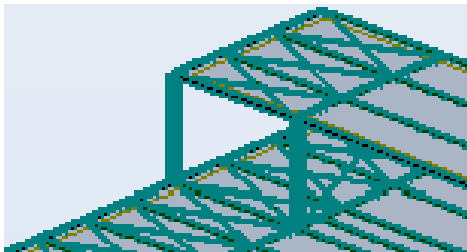


Figure IV-9 : contreventement pour dalle

Figure IV-10 : contreventement entre poteaux

Pour la barre la plus sollicitée, le dimensionnement selon le logiciel Robot donne des cornières CAE110x110x10 et pour des raisons de standardisation, on va adopter des cornières de même dimension pour l'ensemble des barres de contreventement.

Dans ce qui suit, on présentera un exemple de vérification de barre de contreventement entre deux poteaux :

Pour une barre de longueur 4.11m et sollicité par un effort de compression de 10.09 KN. Et pour CAE 110x110x10 :

A (cm <sup>2</sup> )	$I_z=i_y$ (cm)	$I_v$ (cm)
21.2	3.35	2.15

Tableau IV-14 : caractéristiques de la section des barres choisies

On va dimensionner les diagonales sous l'effort de compression pour résister au flambement. On a :  $l_f=4.11m$ .

### Vérification dans le plan y-y et z-z :

On obtient les résultats suivants :

$l_f$ (m)	i (cm)	$\lambda$	k	$\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )	$K\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )
4.11	3.35	122.69	3.653	0.47	1.74

**Tableau IV-15 : vérification du flambement dans le plan y-y et z-z**

La condition  $k\sigma < \sigma_e$  ; est bien vérifié.

### Vérification dans le plan v-v :

On obtient les résultats suivants :

$l_f$ (m)	i (cm)	$\lambda$	k	$\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )	$K\sigma$ (daN/mm <sup>2</sup> )
4.11	2.15	191.16	8.49	0.47	4.04

**Tableau IV-16 : vérification du flambement dans le plan v-v**

La condition  $k\sigma < \sigma_e$  ; est bien vérifié.

### Remarque :

On a effectué la même démarche pour les autres blocs (7 Blocs) et on a trouvé que l'étude sismique a été bien vérifiée.

## CONCLUSION

Ce travail qui s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études, a été une occasion pour mettre en pratique nos acquis théoriques et s'impliquer dans la carrière d'un ingénieur structure en travaillant sur un projet présentant plusieurs particularités techniques et architecturales.

Le but principal de ce projet était de concevoir et dimensionner la toiture de la nouvelle gare routière de Rabat. Pour ce faire, il a été indispensable, tout d'abord, de faire une recherche bibliographique permettant de découvrir les conceptions possibles de toitures ayant des formes plus ou moins similaires à celle de notre projet. Sur la base de cette recherche, nous avons proposé des variantes en charpente métallique et en charpente bois qui sont adaptées à la forme complexe en arcs de grandes portées, que nous avons étudié en respectant les règlements en vigueur, à savoir le CM66, l'EC3, le CB71 et l'EC5.

En plus d'une étude manuelle détaillée des variantes à âme pleine et en bois, nous nous sommes penchées vers des variantes en treillis plan et spatial dimensionnées par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL qui nous a permis d'évaluer un nombre assez important de maille afin de dégager la maille la plus optimale. Puis nous avons présenté les avantages et les inconvénients de chaque variante avant de procéder à une analyse multicritère permettant d'éliminer les variantes les moins intéressantes en prenant en considération les différentes exigences économiques, architecturales, technologiques et techniques pour garder la variante la plus optimale à savoir le treillis spatial.

Ainsi, pour le bâtiment couvert, on a bien justifié l'utilisation de la combinaison Acier/Béton en planchers haut du RDC et de la mezzanine. Pour ensuite procéder à une vérification dynamique de toute la structure sur les bases du règlement parasismique RPS2011.

Nous avons mené notre étude en suivant les exigences du maître d'ouvrage, mais nous avons remarqué qu'il vaut mieux changer le tramage des poutres pour la partie du bâtiment en mixte afin de profiter de la mixité acier/béton qui est adaptée pour les grandes portées et les grandes sollicitations.

Il faut signaler qu'au cours de cette étude, nous nous sommes confrontées à des difficultés réelles à plusieurs niveaux, au niveau de la conception pour le choix du type des matériaux, du mode d'appui et du système structural des différents éléments porteurs, ainsi qu'au niveau de la modélisation sur Robot des différentes variantes.



## **BIBLIOGRAPHIE :**

### **→ REGLEMENTS :**

- [1] Règles NV65 : Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et Annexes.
- [2] EUROCODE 1 : Actions sur les structures
- [3] Règles CM66 : Règles de calcul des Constructions en Acier.
- [4] EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier et Document d'Application Nationale
- [5] Règles CB71 : Règles de calcul et de conception des charpentes en bois.
- [6] EUROCODE 5 : Conception et calcul des structures en bois
- [7] EUROCODE 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- [8] RPS 2011 : Règlement de construction parasismique au MAROC

### **→ REFERENCES :**

- [9] le cours de construction métallique de notre professeur « S.AMGAAD »
- [10] Manfred A Hirt; Michel Crisinel (2005) « Conception des charpentes métalliques» Edition Lausanne,
- [11] Manfred A Hirt; Michel Crisinel (2005) «Charpentes métalliques : conception et dimensionnement des halles et bâtiments » Edition Lausanne,
- [12] Yves Benoit; Bernard Legrand; Vincent Tastet (2008) « Calcul des structures en bois : guide d'application » Editions Eyrolles,
- [13] Dr Ir P. BOERAEVE (2006) « Manuel de Calcul de Poutres et Dalles Mixtes Acier-Béton d'application » INSTITUT GRAMME – UNITE CONSTRUCTION,
- [14] J-B Schleich ; Jules Mathieu ; Y Conan (2000) «Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton » CECM,

### **→ WEBOGRAPHIE:**

[www.arcelormittal.com/](http://www.arcelormittal.com/)  
<http://www.batiroc.com/>  
<http://www.aciers-mottard.be/catalogue/>

## Annexe I : Les combinaisons de charges :

### CM66 :

Les combinaisons de charge pour l'ELU :

	4/3 G+3/2 Q (kg/m)				4/3 G+3/2Vt (kg/m)				G+1.75 Vt (kg/m)			
	petit arc		grand arc		petit arc		grand arc		petit arc		grand arc	
	y	z	y	z	y	z	y	z	y	z	y	z
Sablière	253.75	53.94	257.48	31.61	239.25	217.55	242.78	-65.44	179.44	232.62	182.08	-88.77
Inter	441.99	196.79	477.20	72.51	428.45	441.95	463.11	-122.57	321.34	436.13	347.34	-171.30
Inter	391.41	284.38	454.60	162.24	379.43	366.32	441.64	-35.45	284.57	312.50	331.23	-105.97
Inter	323.74	359.54	415.29	246.00	313.82	209.50	403.94	45.97	235.37	99.19	302.96	-44.90
Inter	241.91	419.00	360.72	320.72	234.50	83.54	351.40	117.93	175.88	-71.78	263.55	8.75
Inter	149.51	460.14	292.90	383.66	144.93	46.60	285.94	170.85	108.70	-131.49	214.46	44.92
Inter	50.57	481.16	214.31	432.50	49.02	74.66	209.98	190.18	36.77	-107.24	157.49	47.58
Fait/inter	0.00	259.41	127.85	465.44	0.00	67.92	126.30	172.63	0.00	-22.68	94.73	13.61
Faitière			0.00	259.41			0.00	83.28			0.00	-4.75

Pannes	4/3 G+17/12(Vt+q) (kg/m)				G+q+1.75Vt (kg/m)			
	petit arc		grand arc		petit arc		grand arc	
	y	z	y	z	y	z	y	z
Sablière	284.98	218.01	289.18	-54.45	211.72	239.48	214.84	-84.75
Inter	522.41	469.83	565.20	-99.45	387.66	465.65	419.39	-162.46
Inter	462.64	421.73	539.46	6.91	343.31	355.18	400.28	-83.53
Inter	382.64	293.65	493.90	106.42	283.95	153.14	366.45	-9.70
Inter	285.93	190.53	430.19	194.67	212.18	-8.90	319.16	55.42
Inter	176.71	166.61	350.67	261.88	131.13	-62.44	260.15	101.34
Inter	59.77	198.72	258.27	293.67	44.36	-35.03	191.57	111.68
Fait/inter	0.00	124.49	156.37	286.44	0.00	10.32	115.95	83.04
Faitière			0.00	139.00			0.00	28.25

Les combinaisons de charge à l'ELS :

Pannes	petit arc		grand arc		petit arc		grand arc	
	y	z	y	z	y	z	y	z
Sablière	189.10	40.19	191.89	23.56	211.72	156.13	214.84	-37.12
Inter	330.36	147.09	356.73	54.00	387.66	340.06	419.39	-67.20
Inter	292.56	212.56	339.87	121.08	343.31	309.86	400.28	11.72
Inter	241.98	268.74	310.52	183.70	283.95	222.66	366.45	85.55
Inter	180.81	313.18	269.77	239.58	212.18	152.41	319.16	151.06
Inter	111.75	343.93	219.09	286.65	131.13	137.28	260.15	201.20
Inter	37.80	359.65	160.37	323.19	44.36	160.85	191.57	225.75
Fait/inter	0.00	193.33	95.76	347.85	0.00	98.66	115.95	222.07
Faitière			0.00	193.33			0.00	108.91

### EUROCODE III :

Les combinaisons de charge pour l'ELU :

Pannes	1.35 G+1.5 Q (kg/m)				1.35 G+1.5 Vt (kg/m)				1.35 G+1.5 Vt+1.35 q (kg/m)			
	petit arc		grand arc		petit arc		grand arc		petit arc		grand arc	
	y	z	y	z	y	z	y	z	y	z	y	z
Sablière	256.74	54.57	260.52	31.99	242.25	185.20	245.81	-64.54	285.82	194.46	290.03	-59.12
Inter	447.34	199.17	482.99	73.36	433.81	380.58	468.90	-146.12	523.35	420.44	566.18	-134.17
Inter	396.16	287.83	460.12	164.18	384.17	359.91	447.16	-91.84	463.46	417.52	540.38	-61.55
Inter	327.66	363.90	420.34	248.95	317.75	327.04	408.99	-43.33	383.33	399.87	494.71	4.18
Inter	244.84	424.07	365.12	324.58	237.43	278.75	355.79	-3.63	286.44	363.63	430.87	59.37
Inter	151.32	465.71	296.47	388.29	146.74	212.48	289.52	24.58	177.03	305.70	351.20	100.75
Inter	51.19	486.99	216.94	437.72	49.64	126.48	212.61	39.00	59.88	223.95	258.62	125.53
Fait/inter	0.00	262.47	129.43	471.08	0.00	34.78	127.88	37.85	0.00	79.33	156.54	131.58
Faitière			0.00	262.47			0.00	25.69			0.00	70.24

Pannes	G+1.5 Vt(kg/m)				G+1.75Vt+1.5 q (kg/m)			
	petit arc		grand arc		petit arc		grand arc	
	y	z	y	z	y	z	y	z
Sablière	179.44	171.85	182.08	-72.37	227.86	204.43	231.21	-82.12
Inter	321.34	330.50	347.34	-163.95	420.82	406.04	455.42	-186.49
Inter	284.57	287.54	331.23	-132.54	372.67	365.02	434.80	-140.36
Inter	235.37	235.55	302.96	-105.41	308.24	312.17	398.20	-99.74
Inter	175.88	172.13	263.55	-84.79	230.33	244.36	346.97	-67.58
Inter	108.70	95.40	214.46	-72.70	142.35	159.11	282.99	-46.50
Inter	36.77	4.04	157.49	-70.82	48.15	54.71	208.61	-38.76
Fait/inter	0.00	-29.43	94.73	-80.46	0.00	-15.41	126.57	-46.07
Faitière			0.00	-38.52			0.00	-26.02

Les combinaisons de charge à l'ELS :

Pannes	G+Q				G+Vt				G+0.9(Vt+q)			
	petit arc		grand arc		petit arc		grand arc		petit arc		grand arc	
	y	z	y	z	y	z	y	z	y	z	y	z
Sablière												
Inter	189.10	40.19	191.89	23.56	179.44	127.28	182.08	-40.79	208.49	124.54	211.56	-30.86
Inter	330.36	147.09	356.73	54.00	321.34	268.03	347.34	-92.32	381.03	282.11	412.19	-70.03
Inter	292.56	212.56	339.87	121.08	284.57	260.61	331.23	-49.60	337.43	293.63	393.37	-12.82
Inter	241.98	268.74	310.52	183.70	235.37	244.17	302.96	-11.15	279.09	294.45	360.10	39.37
Inter	180.81	313.18	269.77	239.58	175.88	216.29	263.55	20.77	208.55	281.71	313.60	83.89
Inter	111.75	343.93	219.09	286.65	108.70	175.11	214.46	44.18	128.89	253.19	255.58	118.33
Fait/inter	37.80	359.65	160.37	323.19	36.77	119.30	157.49	57.37	43.60	207.34	188.16	140.70
Faitière	0.00	193.33	95.76	347.85	0.00	41.53	94.73	59.04	0.00	85.42	113.83	149.42
			0.00	193.33			0.00	35.47			0.00	79.97

## Annexe II : Note de calcul pour la première variante « à âme pleine » :

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** panne

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 16 EFF /27/ 1\*1.00 + 2\*1.00 + 5\*1.75

**MATERIAU:**

ACIER  $f_y = 235.00$  MPa



**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 200**

h=19.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=45.12 cm <sup>2</sup>	Az=18.08 cm <sup>2</sup>	Ax=53.83 cm <sup>2</sup>
tw=0.7 cm	Iy=3692.15 cm <sup>4</sup>	Iz=1335.51 cm <sup>4</sup>	Ix=18.60 cm <sup>4</sup>
tf=1.0 cm	Wply=429.52 cm <sup>3</sup>	Wplz=203.82 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N <sub>Ed</sub> = 88.30 kN	My <sub>Ed</sub> = 7.70 kN*m	Mz <sub>Ed</sub> = 8.26 kN*m	Vy <sub>Ed</sub> = 7.63 kN
N <sub>c,Rd</sub> = 1265.03 kN	My <sub>Ed,max</sub> = 7.70 kN*m	Mz <sub>Ed,max</sub> = 13.64 kN*m	Vy <sub>T,Rd</sub> = 609.79 kN
Nb <sub>Rd</sub> = 257.52 kN	My <sub>c,Rd</sub> = 100.94 kN*m	Mz <sub>c,Rd</sub> = 47.90 kN*m	Vz <sub>Ed</sub> = -1.19 kN
	MN <sub>y,Rd</sub> = 100.94 kN*m	MN <sub>z,Rd</sub> = 47.90 kN*m	Vz <sub>T,Rd</sub> = 244.69 kN
	Mb <sub>Rd</sub> = 83.63 kN*m		Tt <sub>Ed</sub> = -0.02 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 148.61 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.80
Lcr,upp=4.58 m	Lam_LT = 0.82	fi,LT = 0.83	XLT,mod = 0.83

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 9.16 m	Lam_y = 1.18
Lcr,y = 9.16 m	Xy = 0.49
Lamy = 110.55	kzy = 0.68



en z:

Lz = 9.16 m	Lam_z = 1.96
Lcr,z = 9.16 m	Xz = 0.20
Lamz = 183.82	kzz = 1.25

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{bda,y} = 110.55 < \lambda_{bda,max} = 210.00$$

$$\lambda_{bda,z} = 183.82 < \lambda_{bda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_y, Ed, max / M_b, Rd = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N, Ed / (X_y * N, Rk / gM1) + k_{yy} * M_y, Ed, max / (X_{LT} * M_y, Rk / gM1) + k_{yz} * M_z, Ed, max / (M_z, Rk / gM1) = 0.59 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, Ed / (X_z * N, Rk / gM1) + k_{zy} * M_y, Ed, max / (X_{LT} * M_y, Rk / gM1) + k_{zz} * M_z, Ed, max / (M_z, Rk / gM1) = 0.76 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 9 portique continu

**PIECE:** Portique à inertie variable

**POINT:** 3

**COORDONNEE:**  $x = 0.53 L = 12.25 \text{ m}$

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 16 ULS /27/  $1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.75$

**MATERIAU:**

ACIER E36  $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: I-SYM\_V\_1**

$h=46.3 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=49.5 \text{ cm}$	$A_y=338.26 \text{ cm}^2$	$A_z=35.30 \text{ cm}^2$	$A_x=373.56 \text{ cm}^2$
$tw=0.9 \text{ cm}$	$I_y=160412.72 \text{ cm}^4$	$I_z=68965.79 \text{ cm}^4$	$I_x=1270.16 \text{ cm}^4$
$tf=3.4 \text{ cm}$	$W_{ply}=7600.87 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=4190.68 \text{ cm}^3$	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

$N, Ed = -130.93 \text{ kN}$	$M_y, Ed = 10.88 \text{ kN*m}$	$M_z, Ed = 9.69 \text{ kN*m}$	$V_y, Ed = -11.05 \text{ kN}$
$N_t, Rd = 13261.50 \text{ kN}$	$M_y, pl, Rd = 2698.31 \text{ kN*m}$	$M_z, pl, Rd = 1487.69 \text{ kN*m}$	$V_y, T, Rd = 5631.08 \text{ kN}$
	$M_y, c, Rd = 2698.31 \text{ kN*m}$	$M_z, c, Rd = 1487.69 \text{ kN*m}$	$V_z, Ed = -55.14 \text{ kN}$
	$MN_y, Rd = 2698.31 \text{ kN*m}$	$MN_z, Rd = 1487.69 \text{ kN*m}$	$V_z, T, Rd = 690.63 \text{ kN}$
	$M_b, Rd = 1632.05 \text{ kN*m}$		$T_t, Ed = -33.85 \text{ kN*m}$
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2299.24 \text{ kN*m}$	Courbe, LT - c	$X_{LT} = 0.59$
$L_{cr, up} = 23.26 \text{ m}$	$\lambda_{m, LT} = 1.08$	$f_{i, LT} = 1.11$	$X_{LT, mod} = 0.60$

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:**

**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N, Ed / N_t, Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_y, Ed / M_{N_y, Rd})^{2.00} + (M_z, Ed / M_{N_z, Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y, Ed / V_y, T, Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z, Ed / V_z, T, Rd = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{u, ty, Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{u, tz, Ed} / (f_y / (\sqrt{3} * gM0)) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$M_y, E_d/M_b, R_d = 0.01 < 1.00$  (6.3.2.1.(1))

**Profil correct !!!**

## ANNEXE III : note de calcul – treillis spatial - CM66 :

### CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** CM66

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 4 pannes diag

**PIECE:** 1527

**POINT:** 1

**COORDONNEE:**  $x = 0.00$   $L = 0.00$  m

**CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif:  $16 \text{ ULS } /1/ 1*1.33 + 2*1.33 + 4*1.50$

**MATERIAU:**

ACIER E36  $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: TRON 60x5**

$ht = 6.0 \text{ cm}$

$ea = 0.5 \text{ cm}$

$A_y = 5.21 \text{ cm}^2$

$I_y = 33.48 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 11.10 \text{ cm}^3$

$A_z = 5.21 \text{ cm}^2$

$I_z = 33.48 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 11.10 \text{ cm}^3$

$A_x = 8.69 \text{ cm}^2$

$I_x = 66.95 \text{ cm}^4$

**CONTRAINTES:**

$\text{SigN} = 28.98/8.69 = 33.36 \text{ MPa}$

$\text{SigFy} = 1.35/20.58 = 65.56 \text{ MPa}$

$\text{SigFz} = 2.11/13.19 = 159.74 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

$L_y = 0.00 \text{ m}$

$L_{fy} = 0.00 \text{ m}$

$\text{Lambda } y = 0.15$

$\mu_{uy} = 2725245.17$

$k_{ly} = 1.00$

$k_{fy} = 1.00$



en z:

$L_z = 0.00 \text{ m}$

$L_{fz} = 0.00 \text{ m}$

$\text{Lambda } z = 0.15$

$\mu_{uz} = 2725245.17$

$k_{lz} = 1.00$

$k_{fz} = 1.00$

**FORMULES DE VERIFICATION:**

$k_l * \text{SigN} + k_{fy} * \text{SigFy} + k_{fz} * \text{SigFz} = 1.00 * 33.36 + 1.00 * 65.56 + 1.00 * 159.74 = 258.66 < 355.00 \text{ MPa}$  (3.731)

$1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -3.27| = |-5.04| < 355.00 \text{ MPa}$  (1.313)

$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -1.88| = |-2.90| < 355.00 \text{ MPa}$  (1.313)

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 14 membrure inf panne

PIECE: 210

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00$   $L = 0.00$  m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ULS /1/  $1 \cdot 1.33 + 2 \cdot 1.33 + 4 \cdot 1.50$

### MATERIAU:

ACIER E36  $f_y = 355.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: TRON 60x5

ht=6.0 cm

ea=0.5 cm

$A_y = 5.21$  cm<sup>2</sup>

$I_y = 33.48$  cm<sup>4</sup>

$W_{ely} = 11.10$  cm<sup>3</sup>

$A_z = 5.21$  cm<sup>2</sup>

$I_z = 33.48$  cm<sup>4</sup>

$W_{elz} = 11.10$  cm<sup>3</sup>

$A_x = 8.69$  cm<sup>2</sup>

$I_x = 66.95$  cm<sup>4</sup>

### CONTRAINTES:

$\text{SigN} = -29.18/8.69 = -33.59$  MPa

$\text{SigFy} = -2.58/11.49 = -224.36$  MPa

$\text{SigFz} = -0.69/43.06 = -15.98$  MPa



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

### FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -33.59 + -224.36 + -15.98 = -273.93 < 355.00$  MPa (3.731)

$1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 1.85 = 2.86 < 355.00$  MPa (1.313)

$1.54 \cdot \text{Tau}_z = 1.54 \cdot 6.61 = 10.18 < 355.00$  MPa (1.313)

**Profil correct !!!**



## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** CM66

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des familles

**FAMILLE:** 15 membrure sup panne

**PIECE:** 899

**POINT:** 1

**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ULS /1/ 1\*1.33 + 2\*1.33 + 4\*1.50

### MATERIAU:

ACIER E36  $f_y = 355.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: TRON 60x5

ht=6.0 cm

ea=0.5 cm

$A_y = 5.21$  cm<sup>2</sup>

$I_y = 33.48$  cm<sup>4</sup>

$W_{ely} = 11.10$  cm<sup>3</sup>

$A_z = 5.21$  cm<sup>2</sup>

$I_z = 33.48$  cm<sup>4</sup>

$W_{elz} = 11.10$  cm<sup>3</sup>

$A_x = 8.69$  cm<sup>2</sup>

$I_x = 66.95$  cm<sup>4</sup>

### CONTRAINTES:

$\sigma_N = 28.21/8.69 = 32.47$  MPa

$\sigma_{Fy} = 2.62/11.37 = 230.62$  MPa

$\sigma_{Fz} = 0.58/51.50 = 11.24$  MPa



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 1.49$  m

$L_{fy} = 1.34$  m

$\lambda_y = 68.27$

$\mu_y = 13.69$

$k_{ly} = 1.02$

$k_{Fy} = 1.13$



en z:

$L_z = 1.49$  m

$L_{fz} = 1.34$  m

$\lambda_z = 68.27$

$\mu_z = 13.69$

$k_{lz} = 1.02$

$k_{Fz} = 1.13$

### FORMULES DE VERIFICATION:

$k_1 \sigma_N + k_{Fy} \sigma_{Fy} + k_{Fz} \sigma_{Fz} = 1.02 \cdot 32.47 + 1.13 \cdot 230.62 + 1.13 \cdot 11.24 = 305.37 < 355.00$  MPa (3.731)

$1.54 \tau_{auy} = 1.54 \cdot 1.68 = 2.59 < 355.00$  MPa (1.313)

$1.54 \tau_{auz} = 1.54 \cdot 6.67 = 10.27 < 355.00$  MPa (1.313)

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 13 portique diag

PIECE: 1299 contreventement POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 1.37$  m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ULS /1/  $1 \cdot 1.33 + 2 \cdot 1.33 + 4 \cdot 1.50$

### MATERIAU:

ACIER E36  $f_y = 355.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: TRON 139x8

ht=14.0 cm

ea=0.8 cm

$A_y = 19.86$  cm<sup>2</sup>

$I_y = 720.29$  cm<sup>4</sup>

$W_{ely} = 103.12$  cm<sup>3</sup>

$A_z = 19.86$  cm<sup>2</sup>

$I_z = 720.29$  cm<sup>4</sup>

$W_{elz} = 103.12$  cm<sup>3</sup>

$A_x = 33.10$  cm<sup>2</sup>

$I_x = 1440.58$  cm<sup>4</sup>

### CONTRAINTES:

$\text{SigN} = -30.22/33.10 = -9.13$  MPa

$\text{SigFy} = -32.13/108.05 = -297.37$  MPa

$\text{SigFz} = -10.05/345.44 = -29.09$  MPa



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

### FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -9.13 + -297.37 + -29.09 = -335.59 < 355.00$  MPa (3.731)

$1.54 \cdot \text{Tauy} = |1.54 \cdot -6.77| = |-10.42| < 355.00$  MPa (1.313)

$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 23.54 = 36.25 < 355.00$  MPa (1.313)

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 16 membrure sup portique

PIECE: 294

POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00$   $L = 0.00$  m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ULS /1/  $1 \cdot 1.33 + 2 \cdot 1.33 + 4 \cdot 1.50$

### MATERIAU:

ACIER E36  $f_y = 355.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: TRON 139x12.5

ht=14.0 cm

ea=1.3 cm

$A_y = 29.97$  cm<sup>2</sup>

$I_y = 1020.01$  cm<sup>4</sup>

$W_{ely} = 146.03$  cm<sup>3</sup>

$A_z = 29.97$  cm<sup>2</sup>

$I_z = 1020.01$  cm<sup>4</sup>

$W_{elz} = 146.03$  cm<sup>3</sup>

$A_x = 49.95$  cm<sup>2</sup>

$I_x = 2040.02$  cm<sup>4</sup>

### CONTRAINTES:

$\sigma_N = -35.78/49.95 = -7.16$  MPa

$\sigma_{Fy} = -5.53/1246.35 = -4.44$  MPa

$\sigma_{Fz} = -46.85/147.04 = -318.64$  MPa



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

### FORMULES DE VERIFICATION:

$\sigma_N + \sigma_{Fy} + \sigma_{Fz} = -7.16 + -4.44 + -318.64 = -330.24 < 355.00$  MPa (3.731)

$1.54 \cdot \tau_{uy} = |1.54 \cdot -24.82| = |-38.23| < 355.00$  MPa (1.313)

$1.54 \cdot \tau_{uz} = |1.54 \cdot -1.07| = |-1.64| < 355.00$  MPa (1.313)

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 17 membrure inf portique

PIECE: 1052 contreventement POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00$   $L = 0.00$  m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ULS /1/  $1*1.33 + 2*1.33 + 4*1.50$

### MATERIAU:

ACIER E36  $f_y = 355.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: TRON 168x10

ht=16.8 cm

ea=1.0 cm

$A_y = 29.84$  cm<sup>2</sup>

$I_y = 1563.98$  cm<sup>4</sup>

$W_{ely} = 185.86$  cm<sup>3</sup>

$A_z = 29.84$  cm<sup>2</sup>

$I_z = 1563.98$  cm<sup>4</sup>

$W_{elz} = 185.86$  cm<sup>3</sup>

$A_x = 49.73$  cm<sup>2</sup>

$I_x = 3127.97$  cm<sup>4</sup>

### CONTRAINTES:

$\sigma_N = 257.62/49.73 = 51.80$  MPa

$\sigma_{Fy} = 49.56/185.86 = 266.64$  MPa

$\sigma_{Fz} = 0.33/28101.16 = 0.01$  MPa



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 1.32$  m

$L_{fy} = 1.19$  m

$\lambda_y = 21.22$

$\mu_y = 88.87$

$k_1 y = 1.00$

$k_{Fy} = 1.02$



en z:

$L_z = 1.32$  m

$L_{fz} = 1.19$  m

$\lambda_z = 21.22$

$\mu_z = 88.87$

$k_1 z = 1.00$

$k_{Fz} = 1.02$

### FORMULES DE VERIFICATION:

$k_1 \sigma_N + k_{Fy} \sigma_{Fy} + k_{Fz} \sigma_{Fz} = 1.00 \cdot 51.80 + 1.02 \cdot 266.64 + 1.02 \cdot 0.01 = 323.35 < 355.00$  MPa (3.731)

$1.54 \tau_{uy} = |1.54 \cdot -0.29| = |-0.44| < 355.00$  MPa (1.313)

$1.54 \tau_{uz} = |1.54 \cdot -21.19| = |-32.63| < 355.00$  MPa (1.313)

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 18 jonction des 2 arcs

PIECE: 2971 contreventement POINT: 1

COORDONNEE:  $x = 0.00$   $L = 0.00$  m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ULS /1/  $1*1.33 + 2*1.33 + 4*1.50$

### MATERIAU:

ACIER E36  $f_y = 355.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: TRON 139x10

ht=14.0 cm

ea=1.0 cm

$A_y = 24.45$  cm<sup>2</sup>

$I_y = 861.89$  cm<sup>4</sup>

$W_{ely} = 123.39$  cm<sup>3</sup>

$A_z = 24.45$  cm<sup>2</sup>

$I_z = 861.89$  cm<sup>4</sup>

$W_{elz} = 123.39$  cm<sup>3</sup>

$A_x = 40.75$  cm<sup>2</sup>

$I_x = 1723.79$  cm<sup>4</sup>

### CONTRAINTES:

$\text{SigN} = -28.91/40.75 = -7.09$  MPa

$\text{SigFy} = -11.02/431.81 = -25.53$  MPa

$\text{SigFz} = -36.97/128.76 = -287.13$  MPa



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

### FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -7.09 + -25.53 + -287.13 = -319.76 < 355.00$  MPa (3.731)

$1.54 * \text{Tauy} = |1.54 * -11.13| = -17.14 < 355.00$  MPa (1.313)

$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 3.40 = 5.23 < 355.00$  MPa (1.313)

**Profil correct !!!**

## ANNEXE IV : Combinaisons et charges CB71

1er Genre									
S1 : G+1.2 q (kg/m)					S1' : G+Vt+q				
petit arc		grand arc			petit arc		grand arc		
Panne	Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z	
Sablière	296,57	63,03	300,93	36,95	290,11	150,80	294,38		-27
intermédiaire	537,46	239,29	581,21	83,97	524,19	358,34	566,80		-61,06
intermédiaire	475,96	345,80	554,51	193,33	464,21	391,13	540,70		22,95
intermédiaire	393,66	437,20	507,43	295,58	383,94	409,18	494,73		100,03
intermédiaire	294,16	509,50	441,71	386,97	286,9	408,59	430,58		166,51
intermédiaire	181,80	559,52	359,75	464,15	177,31	386,29	350,61		219,11
intermédiaire	61,49	585,09	264,58	524,26	59,97	340,13	257,76		255,07
faitière	0	303,2	159,68	565,12	0	154,67	155,44		272,23
faitière			0	303,2			0		148,61

2eme genre													
S2 : 1,1G+1,5q					S'2 : 0,9G				S''2 : =G+Q				
petit arc		grand arc			petit arc		grand arc		petit arc		grand arc		
Panne	Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z	
Sablière	332,04	70,57	336,93	41,37	232,05	49,32	235,47	28,91	290,11	61,66	294,38	36,14	
intermédiaire	603,14	268,53	652,30	93,96	412,08	183,47	445,26	66,02	524,19	233,38	566,80	82,20	
intermédiaire	534,12	388,06	622,39	216,70	364,93	265,13	424,49	149,77	464,21	337,27	540,70	188,84	
intermédiaire	441,77	490,63	569,60	331,48	301,83	335,21	388,11	228,01	383,94	426,41	494,73	288,54	
intermédiaire	330,11	571,76	495,89	434,07	225,54	390,64	337,47	297,88	286,90	496,92	430,58	377,64	
intermédiaire	204,01	627,90	403,95	520,722	139,39	429,00	274,43	356,80	177,31	545,71	350,61	452,86	
intermédiaire	69,01	656,60	297,17	588,23	47,15	448,60	201,31	402,61	59,97	570,65	257,76	511,44	
faitière	0,00	339,46	179,47	634,12	0,00	237,24	120,79	433,62	0,00	296,60	155,44	551,23	
faitière			0,00	339,46			0,00	237,24			0,00	296,60	

longue durée				courte durée			
petit arc		grand arc		petit arc		grand arc	
Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z
283,66	60,29	287,83	35,34	6,45	157,36	6,55	-109,70
510,92	227,47	552,38	80,43	13,26	224,57	14,41	-248,94
452,46	328,73	526,89	184,35	11,74	102,78	13,80	-285,81
374,23	415,62	482,03	281,50	9,71	-19,37	12,69	-322,85
279,64	484,35	419,46	368,31	7,26	-142	11,12	-360,14
172,82	531,90	341,48	441,58	4,48	-265,18	9,13	-397,78
58,46	556,21	250,94	498,62	1,51	-388,97	6,81	-435,83
0	290	151,19	537,34	0	-241,76	4,245	-474,35
		0	290			0	-252,36

## ANNEXE V : note de calcul – variante bois - CB71 :

### CALCUL DES STRUCTURES BOIS

NORME: CB71

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 1 pannes bois

PIECE: 57 pannes\_57

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 9.14$  m

#### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif:  $16 \text{ ULS } /11/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 14*1.00$

#### MATERIAU:

GL28hl

Humidité du bois: 15.00 %

Variation de l'humidité: 0.00 %



#### PARAMETRES DE LA SECTION: RECT\_40\*40

ht=40.0 cm

bf=40.0 cm

ea=20.0 cm

es=20.0 cm

$A_y = 1066.67 \text{ cm}^2$

$I_y = 213333.33 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 10666.67 \text{ cm}^3$

$A_z = 1066.67 \text{ cm}^2$

$I_z = 213333.33 \text{ cm}^4$

$W_{elz} = 10666.67 \text{ cm}^3$

$A_x = 1600.00 \text{ cm}^2$

$I_x = 315733.33 \text{ cm}^4$

#### CONTRAINTES DE CALCUL:

$\text{Sig}' = 38.10/1600.00 = 0.24 \text{ MPa}$

$\text{SigF}_y = M_y/W_{ely}$

$= -15.04/10666.67 = 1.41 \text{ MPa}$

$\text{SigF}_z = M_z/W_{elz}$

$= 9.10/10666.67 = 0.85 \text{ MPa}$

#### CONTRAINTES ADMISSIBLES:

$\text{Sig}'_b = 12.00 \text{ MPa}$

$\text{SigF}_b = 12.70 \text{ MPa}$

coef.humcom = 1.12

coef.humflex = 1.06

coef.angle = 1.37

coef.haut = 1.00

coef.larg = 1.00



#### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

#### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 9.14 \text{ m}$

$LE_y = 11.88 \text{ m}$

$LF_y = 11.88 \text{ m}$

$\text{Lambda } y = 102.86$

$K_y = 3.41$



en z:

$L_z = 9.14 \text{ m}$

$LF_z = 9.14 \text{ m}$

$\text{Lambda } z = 79.12$

$K_z = 2.02$

#### FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{Sig}_{adm} = \text{SigF}_b * \text{coef.humflex} * \text{coef.haut} = 12.70 * 1.06 * 1.00 = 13.46 \text{ MPa}$

$|(\text{SigF}_b/\text{Sig}'_b) * K * \text{Sig}'| + |\text{SigF}_y| + |\text{SigF}_z| = ((12.70 * 1.06)/(12.00 * 1.12)) * 3.41 * 0.24 + 1.41 + 0.85 = 3.08 < 13.46 \text{ MPa}$

**Profil correct !!!**



## CALCUL DES STRUCTURES BOIS

NORME: CB71

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 2 poutre arc (portique) bois

PIECE: 8 portique\_8

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 0.27 L = 7.27 \text{ m}$

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif:  $16 \text{ ULS} / 11 / 1 * 1.00 + 2 * 1.00 + 3 * 1.00 + 4 * 1.00 + 14 * 1.00$

### MATERIAU:

GL28hl

Humidité du bois: 15.00 %

Variation de l'humidité: 0.00 %



### PARAMETRES DE LA SECTION: RECT\_40\*120

ht=120.0 cm

bf=40.0 cm

ea=20.0 cm

es=20.0 cm

Ay=3200.00 cm<sup>2</sup>

Iy=5759999.90 cm<sup>4</sup>

Wely=95999.99 cm<sup>3</sup>

Az=3200.00 cm<sup>2</sup>

Iz=639999.98 cm<sup>4</sup>

Welz=32000.00 cm<sup>3</sup>

Ax=4800.00 cm<sup>2</sup>

Ix=2022400.00 cm<sup>4</sup>

### CONTRAINTES DE CALCUL:

Sig' =  $118.64 / 4800.00 = 0.25 \text{ MPa}$

SigFy = My/Wely

=  $-169.81 / 95999.99 = 1.77 \text{ MPa}$

SigFz = Mz/Welz

=  $-7.81 / 32000.00 = 0.24 \text{ MPa}$

### CONTRAINTES ADMISSIBLES:

Sig'\_b = 12.00 MPa

SigF\_b = 12.70 MPa

coef.humcom = 1.12

coef.humflex = 1.06

coef.angle = 1.00

coef.haut = 1.00

coef.larg = 1.00



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

ld = 26.44 m

ld mod =  $0.9 * ID = 23.80 \text{ m}$

Sig\_cr = 38.91 MPa

Lambda = 0.57

kinst = 1.00

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 26.44 m

LFy = 21.15 m

Lambda y = 61.07

Ky = 1.39



en z:

Lz = 26.44 m

LFz = 21.15 m

Lambda z = 183.20

Kz = 10.83

### FORMULES DE VERIFICATION:

Sig\_adm = SigF\_b \* coef.humflex \* coef.haut =  $12.70 * 1.06 * 1.00 = 13.46 \text{ MPa}$

$|(\text{SigF}_b / \text{Sig}'_b) * K * \text{Sig}'| + |\text{SigFy} / \text{kinst}| + |\text{SigFz}| = ((12.70 * 1.06) / (12.00 * 1.12)) * 10.83 * 0.25 + 1.77 / 1.00 + 0.24 = 4.69 < 13.46 \text{ MPa}$

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES BOIS

NORME: CB71

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 29 chevron

POINT: 3

COORDONNEE:  $x = 1.00$   $L = 2.87$  m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ULS /8/  $1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00$

MATERIAU:

GL28hl

Humidité du bois: 15.00 %

Variation de l'humidité: 0.00 %



PARAMETRES DE LA SECTION: RECT\_2.5\*2.5

ht=2.5 cm

bf=2.5 cm

ea=1.3 cm

es=1.3 cm

Ay=4.17 cm<sup>2</sup>

Iy=3.26 cm<sup>4</sup>

Wely=2.60 cm<sup>3</sup>

Az=4.17 cm<sup>2</sup>

Iz=3.26 cm<sup>4</sup>

Welz=2.60 cm<sup>3</sup>

Ax=6.25 cm<sup>2</sup>

Ix=5.49 cm<sup>4</sup>

CONTRAINTES DE CALCUL:

Sig =  $-0.83/6.25 = -1.33$  MPa

SigFy = My/Wely

=  $-0.00/2.60 = -0.94$  MPa

SigFz = Mz/Welz

=  $-0.00/2.60 = -0.07$  MPa

CONTRAINTES ADMISSIBLES:

Sig\_b = 8.90 MPa

SigF\_b = 12.70 MPa

coef.humcom = 1.12

coef.humflex = 1.06

coef.angle = 1.00

coef.haut = 1.90

coef.larg = 1.90



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Sig\_adm = SigF\_b\*coef.humflex\*coef.haut =  $12.70*1.06*1.90 = 25.58$  MPa

$|(\text{SigF}_b/\text{Sig}_b)*\text{Sig}| + |\text{SigF}_y| + |\text{SigF}_z| = (12.70/8.90)*1.33 + 0.94 + 0.07 = |-2.90| < 25.58$  MPa

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES BOIS

**NORME:** CB71

**TYPE D'ANALYSE:** Dimensionnement des familles

**FAMILLE:** 3 contreventement bois

**PIECE:** 34 contrevent\_34

**POINT:** 3

**COORDONNEE:**  $x = 1.00$   $L = 5.66$  m

### CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 ULS /11/  $1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00 + 14*1.00$

### MATERIAU:

GL28hl

Humidité du bois: 15.00 %

Variation de l'humidité: 0.00 %



### PARAMETRES DE LA SECTION: RECT\_5\*10

ht=10.0 cm

bf=5.0 cm

ea=7.5 cm

es=7.5 cm

Ay=150.00 cm<sup>2</sup>

Iy=4218.75 cm<sup>4</sup>

Wely=562.50 cm<sup>3</sup>

Az=150.00 cm<sup>2</sup>

Iz=4218.75 cm<sup>4</sup>

Welz=562.50 cm<sup>3</sup>

Ax=225.00 cm<sup>2</sup>

Ix=7117.02 cm<sup>4</sup>

### CONTRAINTES DE CALCUL:

$\text{Sig}' = 20.20/225.00 = 0.90$  MPa

### CONTRAINTES ADMISSIBLES:

$\text{Sig}'_b = 12.00$  MPa

$\text{SigF}_b = 12.70$  MPa

coef.humcom = 1.12

coef.humflex = 1.06

coef.angle = 1.00

coef.haut = 1.00

coef.larg = 1.00



### PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

### PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 5.66 m

LFy = 5.66 m

Lambda y = 130.81

Ky = 5.52



en z:

Lz = 5.66 m

LFz = 5.66 m

Lambda z = 130.81

Kz = 5.52

### FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{Sig}_{adm} = \text{Sig}'_b * \text{coef.humcom} = 12.00 * 1.12 = 13.44$  MPa

$|K * \text{Sig}'| = 5.52 * 0.90 = 4.96 < 13.44$  MPa

**Profil correct !!!**

## CALCUL DES STRUCTURES BOIS

NORME: CB71

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 21 pannes bois

PIECE: 119 pannes\_119

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: RECT\_40\*40

ht=40.0 cm

bf=40.0 cm

ea=20.0 cm

es=20.0 cm

Ay=800.00 cm<sup>2</sup>

Iy=213333.33 cm<sup>4</sup>

Wely=10666.67 cm<sup>3</sup>

Az=800.00 cm<sup>2</sup>

Iz=213333.33 cm<sup>4</sup>

Welz=10666.67 cm<sup>3</sup>

Ax=1600.00 cm<sup>2</sup>

Ix=359892.70 cm<sup>4</sup>

### DEPLACEMENTS LIMITES

P<sub>inf</sub> = 0.00 % Partie des charges d'exploitation considérée de longue durée



Flèches

uy = uy<sub>ld</sub>\*Theta<sub>y</sub> + uy<sub>i</sub> = 0.3\*1.00 + 0.1 = 0.3 cm < uy max = L/300.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1\*1 + 1\*2 + 1\*3 + 1\*4

uz = uz<sub>ld</sub>\*Theta<sub>z</sub> + uz<sub>i</sub> = 0.3\*1.00 + 0.1 = 0.5 cm < uz max = L/300.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1\*1 + 1\*2 + 1\*3 + 1\*4 + 1\*14



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

## CALCUL DES STRUCTURES BOIS

NORME: CB71

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 23 poutre arc (portique) bois

PIECE:

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: RECT\_40\*120

ht=120.0 cm

bf=40.0 cm

ea=20.0 cm

es=20.0 cm

Ay=1200.00 cm<sup>2</sup>

Iy=5759999.90 cm<sup>4</sup>

Wely=95999.99 cm<sup>3</sup>

Az=3600.00 cm<sup>2</sup>

Iz=639999.98 cm<sup>4</sup>

Welz=32000.00 cm<sup>3</sup>

Ax=4800.00 cm<sup>2</sup>

Ix=2022289.48 cm<sup>4</sup>

### DEPLACEMENTS LIMITES

P<sub>inf</sub> = 0.00 % Partie des charges d'exploitation considérée de longue durée



Flèches

uy = uy<sub>ld</sub>\*Theta<sub>y</sub> + uy<sub>i</sub> = 0.0\*1.00 + 0.1 = 0.1 cm < uy max = L/400.00 = 6.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1\*1 + 1\*2 + 1\*3 + 1\*4 + 1\*14

uz = uz<sub>ld</sub>\*Theta<sub>z</sub> + uz<sub>i</sub> = 1.0\*1.00 + 0.2 = 1.2 cm < uz max = L/400.00 = 6.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 1\*1 + 1\*2 + 1\*3 + 1\*4 + 1\*14



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

## ANNEXE VI : Combinaisons Eurocode 5

q diff=Kdef(G+ψ2Q)				ELS (INST (Q)) : Q + 0.6Vt			
petit arc		grand arc		petit arc		grand arc	
Y	Z	Y	Z	Y	Z	Y	Z
219,90	46,74	223,14	27,39	32,27	60,34	32,75	-33,86
379,03	168,75	409,05	62,99	66,32	104,50	72,05	-77,11
335,66	243,87	389,51	139,88	58,73	74,98	69,04	-77,09
277,62	308,33	355,66	211,64	48,57	43,61	63,49	-77,90
207,45	359,31	308,75	275,61	36,3	9,87	55,61	-80,01
128,21	394,59	250,48	329,46	22,43	-26,60	45,68	-83,83
43,36	412,62	183,02	371,20	7,58	-66,11	34,08	-89,72
0	224,82	108,82	399,30	0	-52,15	21,22	-97,96
		0	210,88			0	-55,78

## Annexe VII : variante plancher non collaborant

Poutres secondaire :

		Haut mezzanine			Haut RDC						
		1	2	3	1	2	3	4	5	6	7
	profilé adéquat	HEA 320	HEA 320	HEA 320	HEA 320	HEA 320	HEA 320	HEA 320	HEA 320	HEA 400	HEA 320
	L (m)	4.44	4.6	9.19	1.98	4.42	4.42	4.59	7.04	9.19	4.3
	entraxe (entre p. secondaires) (m)	0.94	0.86	1.24	1.58	1.89	1.26	1.57	1.58	1.56	2.18
	dalle (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	Dalle equiv (mm)	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Profil é	h (mm)	310	310	310	310	310	310	310	310	390	310
	b (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
	e = tf (mm)	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	15.5	19	15.5
	a = tw (mm)	9	9	9	9	9	9	9	9	11	9
	r (mm)	27	27	27	27	27	27	27	27	27	27
	p,p (kg/m)	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5	127.4	99.5
	Aa (mm)	12400	12400	12400	12400	12400	12400	12400	12400	15900	12400
	Iy (mm <sup>4</sup> )	229290000	2.29E+08	22929000	2.29E+08	2.29E+08	2.29E+08	2.29E+08	22929000	450690000	229290000
	fy (Mpa)	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235
	W el,y (mm <sup>3</sup> )	1479300	1479300	1479300	1479300	1479300	1479300	1479300	1479300	2311300	1479300
	W pl,y (mm <sup>3</sup> )	1628100	1628100	1628100	1628100	1628100	1628100	1628100	1628100	2561800	1628100
Charges	G (kg/m <sup>2</sup> )	209	209	209	203	203	203	203	203	203	203
	Q (kg/m <sup>2</sup> )	60	60	60	500	500	500	500	500	500	500
	f ck (Mpa)	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	Ea (Mpa)	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
	G (N/m)	7659.6	7092.4	9786.6	12102.4	14281.7	9852.8	12032.1	12102.4	12240.8	16320.4
	Q (N/m)	564	516	744	7900	9450	6300	7850	7900	7800	10900
	Comb (Elu) (N/m)	11186.46	10348.74	14327.91	28188.24	33455.3	22751.28	28018.34	28188.24	28225.08	38382.54
	M y,Ed (N.m)	27565.67473	27372.42	151259.925	13813.65	81699.5	55559.76	73786.64	174631.78	297972.52	88711.64558
	α	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	β	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	sigma e (daN/mm <sup>2</sup> )	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
	Mpl (N.m)	355032	355032	355032	355032	355032	355032	355032	355032	554712	355032

		0.077642789	0.077098	0.426045892	0.038908	0.230119	0.156492	0.207831	0.4918762	0.537166173	0.249869436
vérification résistance		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	G+Q (N/m)	8223.6	7608.4	10530.6	20002.4	23731.7	16152.8	19882.1	20002.4	20040.8	27220.4
	la flèche (m)	0.000864228	0.000921	0.020311852	8.31E-05	0.002449	0.001667	0.002386	0.0132864	0.019666119	0.002516533
	flèche adm (m)	0.0222	0.023	0.04595	0.0099	0.0221	0.0221	0.02295	0.0352	0.04595	0.0215
Vérification flèche		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	$\alpha_{lt}$	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
	$\beta_w$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	$\epsilon$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	C1	1.132	2.132	3.132	5.132	6.132	7.132	8.132	9.132	10.132	11.132
	iz (m)	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749
	$\lambda_{lt}$	46.44187405	34.67412	40.84036486	11.19064	19.89151	18.44434	17.72791	21.441386	23.09152512	14.48053883
	$\lambda_1$	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3
	$\lambda_{lt} \text{ bar}$	0.497769282	0.371641	0.437731671	0.119943	0.213199	0.197689	0.19001	0.2298112	0.24749759	0.15520406
	$\phi_{lt}$	0.655152904	0.587081	0.620766333	0.498787	0.524113	0.519298	0.517003	0.5295368	0.535614775	0.507340577
	Xlt	0.924963586	0.960103	0.942571505	1.017358	0.997105	1.000505	1.002181	0.9934364	0.989493488	1.009735526
	M limite (daN.m)	353894.3054	367338.7	360631.1566	389244.7	381495.8	382796.9	383438.1	380092.23	595697.8382	386328.3464
vérification déversement		ok	ok	ok		ok			ok	ok	
	Lc(m)	2.22	2.3	4.595	0.99	2.21	2.21	2.295	3.52	4.595	2.15
	Kc	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
	iz (m)	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749	0.0749
	$\epsilon$	5.214585786	5.050733	1.075620732	16.813	3.097475	3.754467	3.138053	1.3299349	1.093137014	3.055853874
	$\lambda_1$	489.6496053	474.2638	101.0007868	1578.741	290.8529	352.5445	294.6632	124.88088	102.6455656	286.9446787
	$\lambda_f \text{ bar}$	0.056900175	0.060863	0.570961461	0.00787	0.09536	0.078673	0.097747	0.353747	0.561812451	0.094034305
	$\lambda_{c0} \text{ bar}$	0.597769282	0.471641	0.537731671	0.219943	0.313199	0.297689	0.29001	0.3298112	0.34749759	0.25520406
	Mc,rd (N.m)	382603.5	382603.5	382603.5	382603.5	382603.5	382603.5	382603.5	382603.5	602023	382603.5
	Limite $\lambda_f \text{ bar}$	8.296862743	6.592459	1.360162113	6.091858	1.466731	2.049985	1.503778	0.7225885	0.702083332	1.100666841
Vérification déversements avec maintiens latéraux		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Poutres principales métalliques :

		Haut mezzanine			Haut RDC						
		1	2	3	1	2	3	4	5	6	7
		HEA 160	HEA 200	HEA 300	HEA 240	HEA 260	HEA 200	HEA 400	HEA 260	HEA 450	HEA 400
	L (m)	3.24	3.22	4.96	6.32	5.79	3.8	5.99	3.77	6.19	6.55
Profilé	entraxe (entre p. principales) (m)	2.22	4.52	6.895	0.99	2.21	2.21	4.505	5.73	6.89	5.67
	dalle (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	h (mm)	152	190	290	230	250	190	390	250	440	390
	b (mm)	160	200	300	240	260	200	300	260	300	300
	e = tf (mm)	9	10	14	12	12.5	10	19	12.5	21	19
	a = tw (mm)	6	6.5	8.5	7.5	7.5	6.5	11	7.5	11.5	11
	r (mm)	15	18	27	21	24	18	27	24	27	27
	p,p (kg/m)	31	43.2	90	61.5	69.5	43.2	127.4	69.5	139.8	127.4
	Aa (mm)	3880	5380	11300	7680	8680	5380	15900	8680	17800	15900
	Iy (mm4)	16730000	36920000	182630000	77630000	104550000	36920000	450690000	104550000	637216000	450690000
	fy (Mpa)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
W el,y (mm3)	220100	388600	1259600	675100	836400	388600	2311300	836400	2896400	2311300	
W pl,y (mm3)	245100	429500	1383300	744600	919800	429500	2561800	919800	3215900	2561800	
poutre secondaires	Nombre	4	4	4	5	2	4	3	7	4	3
	p.p (kg/m)	99.5	99.5	99.5	127.4	127.4	127.4	127.4	127.4	127.4	127.4
Charges	G (kg/m²)	209	209	209	203	203	203	203	203	203	203
	Q (kg/m²)	60	60	60	500	500	500	500	500	500	500
	f ck (Mpa)	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
	Ea (Mpa)	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000	210000
	G (N/m)	20029.8	36458.8	53765.55	13944.7	18779.3	21064.3	36766.15	49894.9	54930.7	44956.1
	Q (N/m)	1332	2712	4137	4950	11050	11050	22525	28650	34450	28350
combinaisons ELU		29038.23	53287.38	78788.9925	26250.345	41927.055	45011.805	83421.8025	110333.115	125831.445	103215.735
	M y,Ed (N.m)	38103.9654	69063.1088	242291.91	131062.723	175695.848	81246.308	374147.827	196019.191	602671.279	553526.634
	α	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	β	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	sigma e (daN/mm2)	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
	Mpl (N.m)	52824	93264	302304	162024	200736	93264	554712	200736	695136	554712
		0.72133813	0.74051198	0.8014843	0.80890931	0.87525829	0.87114329	0.67449023	0.97650243	0.86698326	0.9978631
vérification résistance		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	G+Q (N/m)	21361.8	39170.8	57902.55	18894.7	29829.3	32114.3	59291.15	78544.9	89380.7	73306.1
	la flèche	0.00872452	0.00707202	0.01189794	0.02407677	0.01988167	0.01124581	0.0105012	0.00940977	0.01276848	0.01856295
	flèche adm	0.0162	0.0161	0.0248	0.0316	0.02895	0.019	0.02995	0.01885	0.03095	0.03275
vérification flèche		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok



	$\alpha_{lt}$	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
	$\beta_w$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	$\epsilon$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	C1	1.132	2.132	3.132	5.132	6.132	7.132	8.132	9.132	10.132	11.132
	iz (m)	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734
	$\lambda_{lt}$	35.8196095	26.6965197	30.848197	26.8151834	23.8912257	16.5549327	21.38776	14.7392499	19.6927358	19.1777309
	$\lambda_1$	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3	93.3
	$\lambda_{lt \text{ bar}}$	0.38391864	0.28613633	0.33063448	0.28740818	0.25606887	0.17743765	0.22923644	0.15797695	0.21106898	0.2055491
	$\phi_{lt}$	0.59300822	0.54998131	0.5683762	0.55047959	0.53867286	0.51337301	0.5293445	0.50806594	0.5234373	0.52170787
	Xlt	0.95696955	0.98071151	0.97022557	0.98041785	0.98756681	1.00491696	0.99356382	1.00913553	0.99757331	0.99878483
	M limite (daN.m)	55120.0108	98985.6642	315396.561	171554.495	213465.528	101428.781	598148.274	218127.673	753902.56	601291.437
Vérification déversement		ok	ok	ok	ok	ok		ok		ok	ok
	Lc(m)	1.62	1.61	2.48	3.16	2.895	1.9	2.995	1.885	3.095	3.275
	Kc	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
	iz (m)	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734	0.0734
	$\epsilon$	1.64120645	1.82289675	1.40539385	0.98794968	1.08719526	1.44556828	1.49594135	1.58031809	1.35663917	1.12515017
	$\lambda_1$	154.109286	171.170005	131.966483	92.7684749	102.087635	135.738862	140.468893	148.391869	127.388418	105.651601
	$\lambda_{f \text{ bar}}$	0.13462261	0.12045644	0.24066882	0.43623294	0.3631677	0.17925909	0.27305395	0.16267958	0.31114477	0.32697852
	$\lambda_{c0 \text{ bar}}$	0.48391864	0.38613633	0.43063448	0.38740818	0.35606887	0.27743765	0.32923644	0.25797695	0.31106898	0.3055491
	Mc,rd (N.m)	57598.5	100932.5	325075.5	174981	216153	100932.5	602023	216153	755736.5	602023
	limite	0.73149835	0.56432017	0.57776885	0.51722618	0.43806018	0.34466151	0.52975828	0.28447466	0.39007364	0.3323193
Vérification déversement avec maintiens latéraux		ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

## ANNEXE VIII : dalles mixtes en plancher haut du RDC et Mezzanine :

		Haut mezanine			Avec étaie ment	Haut Rdc				
		D1(sur 3 appuis)	D2(sur 2 appuis)	D3(sur 2 appuis)		D1(sur 3 appuis)	D2(sur 2 appuis)	D3(sur 2 appuis)	D4(sur 4 appuis)	D5(sur 3 appuis)
données	L (m) (entre appuis)	2,475	2,85	2,63		3,7	3,3	3,5	3	2,25
	$f_{yp,k}$ (Mpa)	320	320	320		320	320	320	320	320
	P.P (kg/m <sup>2</sup> )	8,9	8,9	8,9		8,9	8,9	8,9	8,9	8,9
	$t_s$ (mm)	0,8	0,8	0,8		0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	$V_s$ (mm)	26	26	26		26	26	26	26	26
	$V_i$ (mm)	34	34	34		34	34	34	34	34
	$b_{moy}$ (mm)	70	70	70		70	70	70	70	70
	$A_p$ (mm <sup>2</sup> /m)	1059	1059	1059		1059	1059	1059	1059	1059
	$I_p$ (mm <sup>4</sup> /m)	645900	645900	645900		645900	645900	645900	645900	645900
	$M_{pa,Rk}$ (KNm/m)	5,7	5,7	5,7		5,7	5,7	5,7	5,7	5,7
	$M_{+a,Rk}$ (KNm/m)	3,41	3,41	3,41		3,41	3,41	3,41	3,41	3,41
	$M_{-a,Rk}$ (KNm/m)	2,5	2,5	2,5		2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	$R_{w,k}$ (KN/m)	63,77	63,77	63,77		63,77	63,77	63,77	63,77	63,77
	$\tau_{u,Rk}$ (Mpa)	0,179	0,179	0,179		0,179	0,179	0,179	0,179	0,179
	$h_t$ (mm)	120	120	120		120	120	120	120	120
	$h_c$ (mm)	60	60	60		60	60	60	60	60
	$d_p$ (mm)	86	86	86		86	86	86	86	86
	$h_{red}$ (mm)	113	113	113		113	113	113	113	113
	$f_{ck}$ (Mpa)	25	25	25		25	25	25	25	25
	$E_{cm}$ (Mpa)	31000	31000	31000		31000	31000	31000	31000	31000
	$E_a$ (Mpa)	210000	210000	210000		210000	210000	210000	210000	210000

			Y MO	1	1	1		1	1	1	1	1		
			Y M1	1	1	1		1	1	1	1	1		
			Y C	1,5	1,5	1,5		1,5	1,5	1,5	1,5	1,5		
			Y VS	1,25	1,25	1,25		1,25	1,25	1,25	1,25	1,25		
		Chantier	gp (N/m²)	89	89	89		89	89	89	89	89		
			gc (N/m²)	2938	2938	2938		2938	2938	2938	2938			
			q1 (N/m²)	750	750	750		750	750	750	750			
			q2 (N/m²)	1500	1500	1500		1500	1500	1500	1500			
		Après Construction	g1 (N/m²)	3027	3027	3027	3027	3027	3027	3027	3027			
			g2 (N/m²)	2090	2090	2090	2030	2030	2030	2030	2030			
			q (N/m²)	600	600	600	5000	5000	5000	5000	5000			
		To le	RDM 6	sur toute la poutre	M+gp (kN.m/m)	0,04	0,090	0,077		0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
				Travée entre appui ou entre appui et etai	M+gc (kN.m/m)	1,5	0,800	0,540	0,92	0,76	0,85	0,61	1,2	
M+q (kN.m/m)	0,88				0,732	0,620	0,48	0,39	0,44	0,32	0,98			
sur toute la poutre	M- gp (kN.m/m)			0,07	0,000	0,000	0,04	0,03	0,03	0,02	0,05			
Travée entre appui et appui	M- gc (kN.m/m)			1,11	0,000	0,000	0,68	0,49	1,11	0,76	0,89			
	M-q (kN.m/m)			0,57	0,000	0,000	0,6	0,26	0,58	0,39	0,62			
Réaction aux appuis	Fg (kN/m)			4,18	4,313	3,981	3,22	2,79	3,27	2,76	4,21			
	Fq(kN/m)			2,09	2,138	1,973	1,62	1,39	1,64	1,39	2,11			
Elu			M+Ed (kN.m/m)	3,399	2,2995	1,76295	1,989	1,638	1,8345	1,3305	3,1305			
			M-Ed (kN.m/m)	2,448	0	0	1,872	1,092	2,409	1,638	2,199			
			F Ed (kN/m)	8,778	9,029	8,332	6,777	5,8515	6,8745	5,811	8,8485			
	M +		Vérif	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok			
	M-		Vérif	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok			
	Réaction d'appui		Vérif	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok			
	Interaction M et réaction d'appui		Vérif	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok			
	Els	δs	8,7304	15,350	11,131	2,7253	1,7245	2,1821	1,1778	5,9630				
δ (mm)		13,75	15,833	14,611	10,277	9,1666	9,7222	8,3333	12,5					

		Vérif	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
		Tôle	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
dalle mixte		M Ed (N.m/m)	5978,5	7927,5	6750,8	24516,9	19502,5	21938,1	16117,8	9066,27
		$\chi$ pl (mm)	23,920	23,920	23,920	23,9209	23,9209	23,9209	23,9209	23,9209
		M pl,Rd (N.m/m)	25090,5	25090,5	25090,5	25090,5	25090,5	25090,5	25090,5	25090,5
		V Ed (N/m)	9662,33	11126,3	10267,4	26504,8	23639,4	25072,1	21490,4	16117,8
		$\rho$	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
		k	2,52498	2,52498	2,52498	2,52498	2,52498	2,52498	2,52498	2,52498
		V v,Rd (N)	38399,1	38399,1	38399,1	38399,1	38399,1	38399,1	38399,1	38399,1
		V v,Rd,min (N)	24153,7	24153,7	24153,7	24153,7	24153,7	24153,7	24153,7	24153,7
		Vérif	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
	Fissuration	min As (mm <sup>2</sup> /m)	240	240	240	240	240	240	240	240
		n	10,161	10,161	10,161	10,161	10,161	10,161	10,161	10,161
		xc (mm)	33,586	33,586	33,586	33,586	33,586	33,586	33,586	33,586
		I bc (mm <sup>4</sup> /m)	4798023,8	4798023,8	4798023,8	4798023,80	4798023,	4798023,	4798023,	4798023,
		xu (mm)	41,400693	41,400693	41,400693	41,4006932	41,40069	41,40069	41,40069	41,40069
		I bu (mm <sup>4</sup> /m)	6391508,6	6391508,6	6391508,6	6391508,66	6391508,66	6391508,66	6391508,66	6391508,66
		Ib (mm <sup>4</sup> /m)	5594766,2	5594766,2	5594766,2	5594766,23	5594766,	5594766,	5594766,	5594766,
		Wg1 (mm)	0,5539449	0,9739692	0,7062993	2,76676771	1,750739	2,215327	1,195778	0,378351
		Wg2 (mm)	0,4538943	0,7980560	0,5787312	2,20196599	1,393347	1,763095	0,951675	0,301115
		Wq (mm)	0,1897081	0,3335528	0,2418845	7,89606755	4,996428	6,322315	3,412628	1,079776
		Wc (mm)	1,1975474	2,1055781	1,5269151	12,8648012	8,140516	10,30073	5,560082	1,759244
	dalle mixte	Vérification	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

vérification voilement local des toles en construction								
Mser (KNm/m)	Haut mezanine			Haut Rdc				
	2,42	1,622	1,237	1,42	1,17	1,31	0,95	2,21
$\sigma_{comp}$	97,41446044	0,890	49,79409	57,16055	47,09707	52,73262	38,24121	88,96114
$\epsilon$	1,553181527	16,2494598	2,172426	2,027616	2,233762	2,111029	2,478952	1,625301
$\lambda$	0,56676034	0,054172982	0,405207	0,434146	0,39408	0,416992	0,355102	0,541612
$\rho$	1	1	1	1	1	1	1	1

## Annexe IX : poutres pour plancher collaborant

Poutres principales mixtes :

		Haut mezzanine			Haut						
		1	2	3	1	2	3	4	5	6	7
		HEA 120	HEA 120	HEA 160	HEA 160	HEA 160	HEA 120	HEA 200	HEA 140	HEA 260	HEA 260
	L (m)	3.24	3.22	4.96	6.32	5.79	3.8	5.99	3.77	6.19	6.55
	entraxe (entre p. principales) (m)	2.22	4.52	6.895	0.99	2.21	2.21	4.505	5.73	6.89	5.67
	dalle (cm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
	Dalle equiv (mm)	113	113	113	113	113	113	113	113	113	113
	hp (mm)	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
Goujon	Nbr / m	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
	h sc (mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	d (mm)	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
	fu (Mpa)	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450
	fy (Mpa)	235	235	235	235	235	235	235	235	235	235
Profilé	h (mm)	114	114	152	152	152	114	190	133	250	250
	b (mm)	120	120	160	160	160	120	200	140	260	260
	e = tf (mm)	8	8	9	9	9	8	10	8.5	12.5	12.5
	a = tw (mm)	5	5	6	6	6	5	6.5	5.5	7.5	7.5
	r (mm)	12	12	15	15	15	12	18	12	24	24
	p,p (kg/m)	20.3	20.3	31	31	31	20.3	43.2	25.2	69.5	69.5
	Aa (mm)	2530	2530	3880	3880	3880	2530	5380	3140	8680	8680
	Iy (mm <sup>4</sup> )	6060000	6060000	16730000	16730000	16730000	6060000	36920000	10330000	104550000	104550000
	fy (Mpa)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
	W el,y (mm <sup>3</sup> )	106300	106300	220100	220100	220100	106300	388600	155400	836400	836400
	W pl,y (mm <sup>3</sup> )	119500	119500	245100	245100	245100	119500	429500	173500	919800	919800
Tôle	b0 (mm)	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
	f y (Mpa)	320	320	320	320	320	320	320	320	320	320
	Poids de la tôle (kg/m <sup>2</sup> )	8.9	8.9	8.9	8.9	8.9	8.9	8.9	8.9	8.9	8.9
Charges	G (kg/m <sup>2</sup> )	209	209	209	203	203	203	203	203	203	203
	Q (kg/m <sup>2</sup> )	60	60	60	500	500	500	500	500	500	500
	f ck (Mpa)	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Coefficients	Y M0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Y M1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Y V	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25
	Y C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	G (N/m)	11311.88	22821.08	34812.58	5204.56	11236.24	11129.24	22704.72	28581.12	34759.16	28727.48
	Q (N/m)	1332	2712	4137	4950	11050	11050	22525	28650	34450	28350
	Comb (Elu) (N/m)	17269.038	34876.458	53202.483	14451.156	31743.924	31599.474	64438.872	81559.512	98599.866	81307.098
	M y,Ed (N.m)	22660.432	45201.633	163608.276	72151.732	133023.31	57037.051	289009.15	144899.65	472245.2907	436034.721
	V z,Ed (N)	27975.842	56151.097	131942.158	45665.653	91898.66	60039.001	192994.42	153739.68	305166.5853	266280.746

semelle	ε	0.8136165	0.8136165	0.81361651	0.8136165	0.81361651	0.8136165	0.8136165	0.8136165	0.813616513	0.81361651
	c	45.5	45.5	62	62	62	45.5	78.75	55.25	102.25	102.25
	c/tf	5.6875	5.6875	6.88888889	6.8888889	6.88888889	5.6875	7.875	6.5	8.18	8.18
	Classe	1	1	1	1	1	1	2	1	2	2
âme	c	74	74	104	104	104	74	134	92	177	177
	c/tw	14.8	14.8	17.3333333	17.3333333	17.3333333	14.8	20.615385	16.727273	23.6	23.6
	Classe	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Profil		Classe 1	Classe 1	Classe 1	Classe 1	Classe 1	Classe 1	Classe 2	Classe 1	Classe 2	Classe 2
	b0 (m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	b eff,1 (m)	0.405	0.4025	0.62	0.79	0.72375	0.475	0.74875	0.47125	0.77375	0.81875
	b eff (m)	0.81	0.805	1.24	1.58	1.4475	0.95	1.4975	0.9425	1.5475	1.6375
	b eff corri (m)	0.81	0.805	1.24	0.99	1.4475	0.95	1.4975	0.9425	1.5475	1.6375
	βi	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
	vérification	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	b eff,0 (m)	0.30375	0.301875	0.465	0.5925	0.5428125	0.35625	0.5615625	0.3534375	0.5803125	0.6140625
	b eff (m)	0.6075	0.60375	0.93	1.185	1.085625	0.7125	1.123125	0.706875	1.160625	1.228125
	b eff corri (m)	0.6075	0.60375	0.93	0.99	1.085625	0.7125	1.123125	0.706875	1.160625	1.228125
	hsc/d	5.2631579	5.2631579	5.26315789	5.2631579	5.26315789	5.2631579	5.2631579	5.2631579	5.263157895	5.26315789
	kl	0.4666667	0.4666667	0.46666667	0.4666667	0.46666667	0.4666667	0.4666667	0.4666667	0.466666667	0.46666667
	α	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	P Rd (N)	34407.476	34407.476	34407.4763	34407.476	34407.4763	34407.476	34407.476	34407.476	34407.47627	34407.4763
	Ac (mm²)	48600	48300	74400	59400	86850	57000	89850	56550	92850	98250
	N c,f (N)	688500	684250	1054000	841500	1230375	807500	1272875	801125	1315375	1391875
	e	17.82	17.71	27.28	34.76	31.845	20.9	32.945	20.735	34.045	36.025
	e arrondi	18	18	27	35	32	21	33	21	34	36
	Nc	619334.57	619334.57	929001.859	1204261.7	1101039.24	722557	1135446.7	722557	1169854.193	1238669.15
	η	0.8995419	0.9051291	0.88140594	1.4310893	0.89488102	0.8948074	0.8920332	0.9019279	0.889369338	0.88992844
	η min	0.3472	0.3466	0.3988	0.4396	0.4237	0.364	0.4297	0.3631	0.4357	0.4465
	vérification	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
	N pl,a (N)	898150	898150	1377400	1377400	1377400	898150	1909900	1114700	3081400	3081400
	vérification	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
	Fa (N)	898150	898150	1377400	1377400	1377400	898150	1909900	1114700	3081400	3081400
	Fc (N)	688500	684250	1054000	841500	1230375	807500	1272875	801125	1315375	1391875
	2*b*tf*fy/YM0	681600	681600	1022400	1022400	1022400	681600	1420000	844900	2307500	2307500
	Axe neutre	semelle	semelle	semelle	semelle	semelle	semelle	semelle	semelle	semelle	semelle
	z (mm)	122.46068	122.51056	122.846831	124.71743	121.294234	121.06397	124.48609	123.15468	129.566766	129.152356
	M Rd (N.m)	112901.61	112508.55	199082.067	179153.36	215321.008	123821.33	294570.37	145734.19	495111.1761	502712.182
	vérification	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

	A vz (mm <sup>2</sup> )	842	842	1324	1324	1324	842	1805	1010.75	2873.75	2873.75
	V pl,z,Rd (N)	172575.77	172575.77	271366.174	271366.17	271366.174	172575.77	369951.62	207162.66	589001.9193	589001.919
	Vérification	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
	hw/tw	19.6	19.6	22.3333333	22.3333333	22.3333333	19.6	26.153846	21.090909	30	30
	Vérif	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
	u Ed (Mpa)	3.1858774	3.2056655	3.12164603	3.1757955	3.1693703	3.1691097	3.1592841	3.194328	3.149849739	3.15182989
	Vérification	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
Espacements armatures	Sf (mm)	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
Section armatures	A sf (mm <sup>2</sup> ) >	87.930217	88.476368	86.1574305	87.651957	87.4746202	87.467427	87.196242	88.163454	86.9358528	86.9905049
	n0	6.7741935	6.7741935	6.77419355	6.7741935	6.77419355	6.7741935	6.7741935	6.7741935	6.774193548	6.77419355
	n	20.322581	20.322581	20.3225806	20.322581	20.3225806	20.322581	20.322581	20.322581	20.32258065	20.3225806
	b eff (mm)	810	805	1240	990	1447.5	950	1497.5	942.5	1547.5	1637.5
	x0 (mm)	103.79921	104	123.69704	134.84798	116.687396	98.836705	152.34282	116.30641	230.603363	224.737345
	I0 (mm <sup>4</sup> )	47549023	47495880	119552949	116895806	121758377	49037023	247054286	75890889	663497714.3	664454286
	x (mm)	146.36517	146.625	185.543824	199.16506	176.111082	139.67366	235.65213	169.2152	348.2674095	342.599672
	I (mm <sup>4</sup> )	41809594	41791880	110766663	109880949	111501806	42305594	236443429	69212603	652532571.4	652851429
	Wg (mm)	1.8486656	3.6398816	11.7943315	4.6854296	7.02219437	3.4011171	7.6650621	5.1722433	4.848966228	5.02189765
	Wq (mm)	0.1914089	0.380607	1.2985881	4.1888429	6.32407726	2.9133459	7.2777843	4.7284617	4.726415267	4.86936849
	W totale (mm)	2.0400745	4.0204886	13.0929196	8.8742725	13.3462716	6.314463	14.942846	9.900705	9.575381495	9.89126615
	W (mm)	12.96	12.88	19.84	20	20	15.2	20	15.08	20	20
Vérification ELS		Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

## ANNEXE X : poteaux métalliques - RDC et Mezzanine :

							Relati on Avec			P1		P2	P3	P4				P5	P6	
	P1	P2	P3	P4	P5	P6		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13
Profil é	HEA 120	HEA 120	HEA 120	HEA 120	HEA 120	HEA 120		HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200	HEA 200
L(m)	2,93	2,93	2,93	2,93	2,93	2,93		4,07	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07	4,07
fy(Mpa)	355	355	355	355	355	355		355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
P.P(kg/m)	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3	20,3		43,2	43,2	43,2	43,2	43,2	43,2	43,2	43,2	43,2	43,2	43,2	43,2	43,2
h (mm)	114	114	114	114	114	114		190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190
b (mm)	120	120	120	120	120	120		200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
e = tf (mm)	8	8	8	8	8	8		10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
a = tw (mm)	5	5	5	5	5	5		6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5
r (mm)	12	12	12	12	12	12		18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
A (mm <sup>2</sup> )	2530	2530	2530	2530	2530	2530		5380	5380	5380	5380	5380	5380	5380	5380	5380	5380	5380	5380	5380
I min (mm <sup>4</sup> )	2310000	2310000	2310000	2310000	2310000	2310000		13360000	13360000	13360000	13360000	13360000	13360000	13360000	13360000	13360000	13360000	13360000	13360000	13360000
ε	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617		0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617	0,813617
c (mm)	45,5	45,5	45,5	45,5	45,5	45,5		78,75	78,75	78,75	78,75	78,75	78,75	78,75	78,75	78,75	78,75	78,75	78,75	78,75
c/tf	5,6875	5,6875	5,6875	5,6875	5,6875	5,6875		7,875	7,875	7,875	7,875	7,875	7,875	7,875	7,875	7,875	7,875	7,875	7,875	7,875
Class e	1	1	1	1	1	1		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
c (mm)	74	74	74	74	74	74		134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134	134
c/tw	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8	14,8		20,61538	20,61538	20,61538	20,61538	20,61538	20,61538	20,61538	20,61538	20,61538	20,61538	20,61538	20,61538	20,61538
Class e	1	1	1	1	1	1		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	1	1	1	1	1	1		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Mess age	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok		Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
Surfa ce d'infl uenc e (m <sup>2</sup> )	36,0	23,6	18,6	15,0	14,6	37,9		42,3	22,9	32,1	28,6	26,6	48,7	27,2	49,0	22,6	38,1	37,9	25,6	42,1
dp(m m)	86	86	86	86	86	86		86	86	86	86	86	86	86	86	86	86	86	86	86
Poids béto n (kg/ m <sup>2</sup> )	300	300	300	300	300	300		300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
Poids tole (kg/ m <sup>2</sup> )	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9		8,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9	8,9
Poids poutr e (kg)	1376	898,6	460,473	405,818	1189,41	1085		501,5	951,895	868,345	503,9	238,865	1286,135	545,975	1069,02	2214,305	2100,3	2164,415	980,7	883,35
G (kg/ m <sup>2</sup> )	209	209	209	209	209	209		203	203	203	203	203	203	203	203	203	203	203	203	203



Q (kg/ m²)	60	60	60	60	60	60		500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
G (N)	200 902, 4	132 064, 1	101 787, 9	825 96,9 2	885 37,3 3	207 739, 2		223 306, 9	128 809, 4	174 761, 6	153 200, 6	140 621, 5	263 959, 9	146 773, 2	263 601, 9	1397 83,2	217 944, 1	217 622, 9	142 611, 6	226 101, 6
Q (N)	216 12	141 90	111 90	903 0	881 0,4	227 41,2		211 500	114 800	160 500	143 000	133 302	243 544	136 311	245 315	1131 88	190 645, 5	189 705, 5	128 000	210 500
N <sub>ed</sub> (N)	303 636, 2	199 571, 6	154 198, 6	125 050, 8	132 741	314 559, 8		618 714, 4	346 092, 7	780 314, 3	421 320, 9	589 363, 6	875 860, 5	527 661, 2	723 835, 1	3584 89,3	580 192, 8	711 090, 1	699 085, 5	620 987, 2
N <sub>c,Rd</sub> (N)	898 150	898 150	898 150	898 150	898 150	898 150		190 990 0	190 990 0	190 990 0	190 990 0	190 990 0	190 990 0	190 990 0	190 990 0	1909 900	190 990 0	190 990 0	190 990 0	190 990 0
N <sub>ed</sub> / N <sub>c,Rd</sub>	0,33	0,22	0,17	0,13	0,14	0,35		0,32 39	0,18 1	0,40 8	0,22 0	0,30 8	0,45 8	0,27 6	0,37 8	0,18 7	0,30 3	0,37 2	0,36 6	0,32 5
Vérifi cation	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok		Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
lk(m m)	205 1	205 1	205 1	205 1	205 1	205 1		284 9	284 9	284 9	284 9	284 9	284 9	284 9	284 9	2849	284 9	284 9	284 9	284 9
λ	67,8 765 8	67,8 765 8	67,8 765 8	67,8 765 8	67,8 765 8	67,8 765 8		57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716	57,1 716
λ <sub>1</sub>	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1		76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 7041	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1	76,3 704 1
λ barre	0,88 878 1	0,88 878 1	0,88 878 1	0,88 878 1	0,88 878 1	0,88 878 1		0,74 860 9	0,74 860 9	0,74 860 9	0,74 860 9	0,74 860 9	0,74 860 9	0,74 860 9	0,74 860 9	0,74 8609	0,74 860 9	0,74 860 9	0,74 860 9	0,74 860 9
h/b	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95		0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
α <sub>LT</sub>	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34		0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34	0,34
φ	1,01 205 9	1,01 205 9	1,01 205 9	1,01 205 9	1,01 205 9	1,01 205 9		0,87 347 2	0,87 347 2	0,87 347 2	0,87 347 2	0,87 347 2	0,87 347 2	0,87 347 2	0,87 347 2	0,87 3472	0,87 347 2	0,87 347 2	0,87 347 2	0,87 347 2
χ	0,66 838 8	0,66 838 8	0,66 838 8	0,66 838 8	0,66 838 8	0,66 838 8		0,75 556 5	0,75 556 5	0,75 556 5	0,75 556 5	0,75 556 5	0,75 556 5	0,75 556 5	0,75 556 5	0,75 5565	0,75 556 5	0,75 556 5	0,75 556 5	0,75 556 5
Nb <sub>re</sub> d (N)	600 313	600 313	600 313	600 313	600 313	600 313		144 305 4	144 305 4	144 305 4	144 305 4	144 305 4	144 305 4	144 305 4	144 305 4	1443 054	144 305 4	144 305 4	144 305 4	144 305 4
	0,50 579 6	0,33 244 6	0,25 686 4	0,20 830 9	0,22 112	0,52 399 3		0,42 875 3	0,23 983 3	0,54 073 8	0,29 196 5	0,40 841 4	0,60 694 9	0,36 565 6	0,50 159 9	0,2 484 24	0,40 205 9	0,49 276 7	0,48 444 9	0,43 032 8
Vérifi cation	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok		Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok